

Antti Filatoff

**HOIKAN ESIJÄNNITETYN PILARIN
RAKENTEELLINEN TOIMINTA**
NURJAHDUKOE JA
SIIRTYMÄPERUSTAINEN LASKENTA

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja: projektipäällikkö Jukka Haavisto
Huhtikuu 2020

TIIVISTELMÄ

Antti Filatoff: Hoikan esijännitetyn pilarin rakenteellinen toiminta: nurjahduskoe ja siirtymäperustainen laskenta
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Huhtikuu 2020

Hoikan pilarin normaalivoimakestävyyteen vaikuttaa olennaisesti kuormituksesta pilariin aiheutuva taipuma. Taipuma on sitä pienempi mitä jäykempi pilari on. Teräsbetonipilari on halkeilemattomana selkeästi jäykempi kuin halkeilleena. Halkeilukestävyyttä voidaan parantaa esijännittämällä pilari.

Esijännitettyjen pilarirakenteiden toiminnasta kuormitettaessa on olemassa hyvin vähän mitaustietoa. Rakennetyypin mitoittamiseen ei ole Suomessa vakioitunutta mitoitusmenetelmää. Tämän työn tavoitteena on ollut järjestää nurjahduskoe hoikalle esijännitetylle betonipilarille ja kerätä mittaustietoa pilarin toiminnasta nurjahdukseen kuormitettaessa, tulkita saatuja koetuloksia ja verrata niitä esijännitetyn pilarin mitoittamiseen kehitteillä olevalla siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä saataviin tuloksiin.

Nurjahduskokeessa kuormitettiin yhteensä 8 hoikkaa esijännitettyä pilaria ja 8 hoikkaa teräsbetonipilaria. Pilarit olivat poikkileikkaukseltaan $280 \times 280 \text{ mm}^2$ ja pituudeltaan 10 m. Pilarien hoikkuusluku λ oli noin 125. Puolet kummastakin pilarityypistä oli yksimittaisia ja puolet jatkoksellisia. Jatkos oli pilarin keskellä ja se toteutettiin pilarikengillä. Pilareita kuormitettiin päistään nivelellisesti tuettuina lisäämällä 20 mm epäkeskistä normaalivoimaa, kunnes pilari nurjahti. Puoleen pilareista lisättiin 3,9 kN pistemäinen vaakakuorma pilarin keskelle. Pilarit kuormitettiin vaaka-asennossa. Niiden omapaino vaikutti tasaisena vaakakuormana. Kuormituksen aikana pilareista mitattiin taipuman ja venymien kehittymistä useassa mittauspisteessä.

Yksimittaiset esijännitetyt pilarit toimivat jäykemmin kuin jatkokselliset esijännitetyt pilarit, ja niiden nurjahduskuorma oli suurempi. Kasvatettaessa pilarien taivutusmomenttirasitusta lisäämällä pilareihin vaakakuorma, pilarien nurjahduskuormat alenivat ja yksimittaisten pilarien ja jatkettujen pilarien nurjahduskuormat olivat saman suuruiset.

Teräsbetonipilareilla liitos paransi pilarin normaalivoimakestävyyttä. Pilarikenkien liitosruuvien koko oli teräsbetonipilarien pääterästen luokkaa. Liitosalueen teräsmäärä oli pilarikenkien ankkurointiterästen takia kuitenkin isompi ja halkeilu jäi liitosalueella pienemmäksi. Liitosalue toimi kokonaisuutena jäykemmin.

Siirtymäperustainen laskenta soveltui hyvin pilarien nurjahduskuorman laskentaan. Laskennalla saadut tulokset olivat erittäin lähellä nurjahduskokeen mitattuja tuloksia. Laskennan tulokseen vaikuttaa pilarin taipuman ja poikkileikkauksen käyrityksen välisen yhteyden valinta.

Avainsanat: hoikka, esijännitetty pilari, nurjahdus, nurjahduskoe, siirtymäperustainen laskenta.

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Antti Filatoff: Structural behavior of Slender Prestressed Concrete Column: Buckling Test and Displacement-based calculation
 Master of Science Thesis
 Tampere University
 Master's Degree Programme in Civil Engineering
 April 2020

Bending affects greatly on normal force capacity of slender column. The stiffer the column is the less it bends. Reinforced concrete column is distinctly stiffer as uncracked than cracked. After cracking develops effective cross section reduces and stiffness decreases. Prestressing the column enhances its resistance to cracking.

There is not much research done to understand the behavior of prestressed concrete column under loading and in Finland there does not exist a widely used design method for prestressed concrete columns. The aim of this thesis has been to organize buckling test for slender prestressed column to collect information from the column and its behavior as loaded to buckling, to analyze the results and compare them with calculative results of displacement-based calculation method for column that is being developed.

In buckling test there were 8 slender prestressed concrete columns and 8 slender reinforced concrete columns loaded to buckling. The columns were 280x280 mm² in cross section and 10 m in length. Slenderness λ was approximately 125. Half of both column types were one length and half were extended. The extension joint of the extended columns was carried out with steel column shoe products. Columns were freely supported at both ends and the loading was carried out adding 20 mm eccentric axial load to the column until it buckled. On half of the column types there were added 3,9 kN horizontal point load in the middle span of the column. The columns were lying horizontally in the buckling test. The self-weight of the column affected as even horizontal load. During the loading there were measured bending and strain of the column in many separate points.

The one length prestressed concrete columns behaved stiffer than the extended columns and the buckling load was bigger. When the bending moment stress was increased by adding the horizontal point load to the column the buckling loads decreased and the one length columns and extended columns buckled on the same load.

The extension joint increased buckling load of the reinforced concrete column. The bolt size of the column shoes was comparable to the main bars of the column. The cross section of reinforcement is bigger on the joint area of extended column due to the anchor bars of the column shoes and the cracking was smaller compared to cracking of the middle part of the one length columns.

Displacement-based calculation method applied well to calculate the buckling of slender columns in the buckling test. Choosing the connection between bending and strain of the cross section has noticeable effect on the result of the calculation.

Keywords: Slender, prestressed column, buckling, buckling test, displacement-based calculation.

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä rakennustekniikan diplomityö on laadittu Tampereen yliopiston Rakennetun ympäristön tiedekunnassa osana Betoni- ja siltarakenteet tutkimusryhmässä tehtyä esijännitetyn betonipilarin rakenteellista toimintaa selvittävää tutkimusohjelmaa. Tutkimusohjelmaa on ohjannut professori Anssi Laaksonen.

Kiitän professori Laaksosta ja DI Jukka Haavistoa saamastani luottamuksesta ja tuesta kaikissa diplomityöni vaiheissa.

Kiitän myös tämän työn mahdollistaneita Betoniteollisuuden Elementtivaliokuntaa, Suomen rakennustuotteiden laatusäätiötä ja Tampereen yliopistoa saadusta tuesta, sekä työssä mukana olleita Tampereen yliopiston Betoni- ja siltarakenteet tutkimusryhmää ja Rakennushallin henkilökuntaa positiivisesta ja reippaasta työilmapiiristä, Pielisen Betoni Oy:n Outokummun tehtaan henkilökuntaa vastaanottavaisesta ja hyvästä tekemisen hengestä, päivätyönantajani Optiplan Oy:tä joustavasta suhtautumisesta työn valmiiksi saattamiseen, sekä kaikkia ystäviä ja tovereita tukevista sanoista ja ajatuksista.

Erityisen iso kiitos rakkaalle perheelleni Maria, Eevert ja Ellen. Teiltä saamani ymmärrys tämän työn ottaman ajan suhteen on ollut korvaamatonta.

Arvokkaiden kohtaamisten ohella työ on tarjonnut laajuudessaan mielekästä haastetta ja opetusta elämänpoluille.

Tampereella, 14.04.2020

Antti Filatoff

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	9
1.1 Työn taustaa	9
1.2 Nurjahduskoe ja siirtymäperustainen laskenta	10
1.3 Työn rajaus	10
2. ESIJÄNNITETYN PILARIN TEOREETTISIA OMINAISPIIRTEITÄ	11
2.1 Pilarin poikkileikkauksen kestävyys	11
2.1.1 Materiaalimallit	12
2.1.2 Poikkileikkauksen murtokestävyys	22
2.1.3 Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	24
2.2 Pilarin nurjahduskestävyys	28
2.2.1 Pilarin hoikkuus	28
2.2.2 Taipuman yhteys pilarin käyristymän jakaumaan	31
3. PILARIN SIIRTYMÄPERUSTAINEN LASKENTAMENETELMÄ	37
4. NURJAHDUSKOE	41
4.1 Nurjahduskoejärjestelyt	41
4.1.1 Pilarien rakennemallit nurjahduskokeessa	41
4.1.2 Kuormituskehä ja pilarin kuormittaminen	43
4.1.3 Nurjahduskokeen aikaiset mittaukset ja mittalaitteet	46
4.2 Koepilarit	53
4.2.1 Rakenne ja mitat	53
4.2.2 Pilarien valmistus	57
4.3 Pilarien toteutuneiden mittojen ja ominaisuuksien määrittäminen	62
4.3.1 Toteutuneiden materiaaliominaisuuksien määrittäminen ja esijännitettyjen pilarien jännityshäviön mittaaminen	62
4.3.2 Pilarien dimensioiden tarkistaminen	67
4.3.3 Alkutaipuma ja kuorman epäkeskisyyden mittaaminen	69
4.4 Pilarien kuormitusohjelmat	71
4.5 Nurjahduskokeen laskennallisen tarkastelun lähtötiedot	73
4.6 Nurjahduskokeen tulostulosten lähtötiedot ja tehdyt oletukset	81
5. KOETULOKSET JA LASKENNALLISET TARKASTELUT	87
5.1 Nurjahduskuorma ja normaalivoiman epäkeskisyyden määrittäminen	87
5.2 Reunavenymät ja halkeilu	92
5.3 Taivutusjäykkyys	97
5.4 Taipumamuoto	101
5.5 Taipuman yhteys käyristymään	108
5.6 Siirtymäperustaisen laskennan vertailu mittaustuloksiin	112
6. PÄÄTULOKSET JA YHTEENVETO	121
6.1 Yleistä	121
6.2 Nurjahduskokeen päätulokset	121
6.3 Laskennallinen tarkastelu	124
6.4 Johtopäätökset ja jatkotutkimusehdotukset	124
LÄHTEET	127

LIITE A: NURJAHDUSKOEEN KONTROLLIMITTAUSTEN TULOKSET

LIITE B: PILARIEN VALMISTUSPIIRUSTUKSET

LIITE C: PILARIEN BETONIN PURISTUSLUJUUS JÄNNEVOIMAN SIIRROSSA

LIITE D: PILAREIN BETONIN PURISTUSLUJUUS NURJAHDUSKOKEESSA

LIITE E: PILARIEN BETONIN KIMMOMODUULI NURJAHDUSKOKEESSA

LIITE F: PILARIEN JÄNNEPUNOSTEN AINESTODISTUKSET

LIITE G: PILARIEN BETONIN PURISTUSLUJUUS JÄNNEVOIMAN SIIRROSSA

LIITE H: NURJAHDUSKOKEEN KUORMITUSPÖYTÄKIRJAT

LIITE I: PILARIEN MITATUT DIMENSIOT

LIITE J: PILARIEN MITAT SAHATUSTA POIKKILEIKKAUKSESTA

LIITE K: PILARIEN ALKUTAIPUMAT

LIITE L: PILARIEN VENYMÄDIAGRAMMIT

LIITE M: PILARIEN TAIPUMAN POIKKEAMAT SINIKÄYRÄN MUODOSTA

LIITE N: PILARIEN PÄIDEN KIERTYMÄN POIKKEAMA SINIKÄYRÄSTÄ

LYHENTEET JA MERKINNÄT

A	pilaripoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{c,tot}$	betonin poikkipinta-ala
$A_{p,tot}$	jännepunosten kokonaispinta
α	halkeilleen betonirakenteen siirtymä- tai muodonmuutosparametri
α_1	jännevoiman siirron nopeuden huomioiva kerroin
α_2	jänneteräksen muodon huomioiva kerroin
α_E	betonin kiviaineksen huomioiva kerroin
α_I	tarkasteltava parametri halkeilemattoman tilan mukaan laskettuna
α_{II}	tarkasteltava parametrin eniten halkeilleen tilan mukaan laskettuna
b	poikkileikkauksen leveys
β	betonirakenteen kuormituksen keston ja toistuvuuden huomioiva kerroin
c	käyristymiskerroin
D	normaalivoiman vaikutuspisteen etäisyys päätylevyn reunasta
d	pilarin yläreunan etäisyys päätylevyn reunasta
$d_{i,1}$	pilarin yläpinnan etäisyys laserlinjasta mittauspisteessä i
$d_{i,2}$	pilarin päätyjen keskilinjojen välisen suoran etäisyys laserlinjasta mittauspisteessä i
E	viritysjännite venymäliuskamittauksessa
E_{c0}	betonin kimmomoduulin vertailuarvo
E_{c1}	betonin keskimääräisen lieriölujuuden mukainen kimmomoduuli
E_{ci}	betonin kimmomoduulin vertailuarvo
E_{cm}	betonin kimmomoduulin keskimääräinen arvo
E_p	jännepunoksen kimmomoduuli
E_s	teräksen kimmomoduuli
EI	taivutusjäykkyys
e_{00}	syöttöjännite venymäliuskamittauksessa
e_0	ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys
e_2	toisen kertaluvun epäkeskisyys
e_i	normaalivoiman epäkeskisyys pilarin päässä i
e_{tot}	kokonaisepäkeskisyys/epäkeskisyyksien summa
ε	venymä tai muodonmuutosfunktio
ε_a	alapinnan/toisen pinnan venymä
$\varepsilon_{a,sauva}$	pilarin venymä venymäsauvan kohdalla
ε_c	betonin puristuma
ε_{c1}	betonin keskimääräistä lieriölujuutta vastaava puristuma
$\varepsilon_{c,lim}$	betonin murtovenymä
$\varepsilon_{cp,0}$	betonin puristuma esijännityksestä
ε_{ctu}	betonin murtovenymä
ε_{ct}	betonin venymä
ε_{cu1}	betonin murtopuristuman nimellisarvo
ε_{muutos}	venymämuutosten keskiarvo koepilareiden esijännityshäviön mittauksessa
ε_p	jännepunoksen venymä
$\varepsilon_{p,0}$	punoksen venymä esijännityksestä
ε_{pu}	jännepunoksen murtovenymä
ε_{py}	jännepunoksen myötövenymä
ε_s	teräksen venymä

ϵ_{su}	teräksen murtovenymä
ϵ_{sy}	teräksen myötövenymä
ϵ_y	pilarin yläreunan venymä
$\epsilon_{y,0}$	pilarin yläreunan alkureunavenymä
F	lisävaakakuorma
$f_{0,2}$	teräksen 0,2 %:n pysyvää muodonmuutosta vastaava venymä
f_{bpt}	jännepunoksen tartuntalujuus
$f_{c,cyl}$	betonin sylinterilujuus
$f_{c,cube}$	betonin kuutiopuristuslujuus
f_{cm}	betonin keskimääräinen lieriölujuus
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden 5 %:n fraktiili
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{p0,1}$	jännepunoksen 0,1 %:n pysyvää muodonmuutosta vastaava venymä
f_{pu}	jännepunoksen murtolujuus
f_u	teräksen murtolujuus
f_y	teräksen myötölujuus
ϕ	jänneteräksen nimellishalkaisija
g	pilarin omapaino
h	pilarin poikkileikkauksen korkeus
h_i	pilarin poikkileikkauksen korkeus mittauspisteessä i
h_{sauva}	venymäsauvan etäisyys pilarin yläpinnasta
I	pilaripoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
i	pilaripoikkileikkauksen jäyhyyssäde
η	betonin suhteellinen puristuma keskimääräisestä lieriölujuudesta
η_1	tartuntaolosuhteet huomioiva kerroin
η_{p1}	jänneteräksen tyyppin huomioiva kerroin
K_s	venymäliuska-kohtainen muuntokerroin
K	käyritysmä
K_0	Pilarin käyritysmä omasta painosta
L	pilarin pituus
L_0	pilarin nurjahduspituus
I_{pt}	jännevoiman siirtoon vaadittava siirtymäpituus
λ	pilarin hoikkuusluku
λ_{lim}	rajahoikkuus
M	taivutusmomentti
M_0	ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentti
M_2	toisen kertaluvun taivutusmomentti
M_{cr}	halkeilumomentti
$M_{Ek,max}$	kuormitushistorian suurin momentti (ominaisarvo)
$M_{lisä}$	taivutusmomentti lisävaakakuormasta
M_{omap}	taivutusmomentti pilarin omasta painosta
M_{sis}	sisäinen taivutusmomentti
M_{ulk}	ulkoinen taivutusmomentti
$M_{ulk,0,N}$	ulkoinen taivutusmomentti normaalivoiman epäkeskisyydestä ennen toisen kertaluvun vaikutusta
$M_{ulk,q}$	ulkoinen taivutusmomentti pilarin tasaisesta kuormasta q

$M_{ulk,N}$	ulkoinen taivutusmomentti normaalivoiman epäkeskisyydestä sisältäen toisen kertaluvun vaikutuksen
N_{cr}	Eulerin nurjahduskuorma
$N_{p,0}$	pilarin normaalivoima esijännityksestä
N_{sis}	sisäinen normaalivoima
N_U	Pilarin nurjahduskuorma
N_{ulk}	ulkoinen normaalivoima
ν	teräksen Poissonin luku 0,3
PK	pintakeskiö
q	tasainen kuorma
σ	jännitys
σ_c	betonin jännitys
$\sigma_{cp,0}$	betonin esijännitys
σ_{ct}	betonin vetojännitys
$\sigma_{häviö}$	koepilareiden esijännityshäviö
σ_p	jännepunoksen jännitys
$\sigma_{p,0}$	punoksen esijännitys
σ_{pm0}	punoksen jännitys
σ_s	teräksen jännitys
σ_{sr}	vetorausoituksen jännitys haljenneessa tilassa betonin halkeamishetkellä
v''	taipumaa kuvaavan funktion toinen derivaatta
v_i	pilarin taipuma mittauspisteessä i
x_i	mittauspisteen i etäisyys pilarin päästä
z	tarkastelukorkeus poikkileikkauksen reunasta lukien
z_{ap}	alempien jännepunosten tai pääterästen etäisyys alapinnasta
z_{sauva}	venymäsauvan etäisyys alapinnasta
z_{yp}	ylempien jännepunosten tai pääterästen etäisyys alapinnasta
ζ	betonirakenteen halkeiluastetta kuvaava jakaumakerroin

1. JOHDANTO

1.1 Työn taustaa

Hoikan pilarin normaalivoimakestävyyttä rajoittaa sen nurjahduskestävyys. Pilari voi menettää stabiliteetin selvästi poikkileikkausmurtoa aiemmin pilarin taipuman ja siitä aiheutuvan toisen kertaluvun vaikutuksen seurauksena. Näin ollen nurjahduskestävyyteen vaikuttaa merkittävästi, miten suuri muodonmuutos kuormituksesta pilariin aiheutuu ja miten suuri toisen kertaluvun vaikutus siitä seuraa. Kuormituksesta pilariin aiheutuvat muodonmuutokset ja taipuma riippuu pilarin jäykkyyssominaisuuksista. Teräsbetonipilarin taiputusjäykkyys pienenee pilarin halkeillessa. Halkeilukestävyyttä voidaan parantaa esijännittämällä pilari, jolloin pilari säilyy jäykempänä suuremmilla taiputusmomentin arvoilla verrattuna teräsbetonipilariin. Esijännitetyn pilarin paremman jäykkyyden takia sen nurjahduskestävyys on parempi vastaavalla teräsmäärällä raudoitettuun teräsbetonipilariin verrattuna. Hoikan pilarin esijännittäminen rekrytoi betonin puristuslujuutta pilarin kapasiteettiin ja parantaa pilarin materiaalitehokkuutta.

Suomessa hoikka esijännitetty pilari on harvinainen rakenne. Sen mitoittamiseen ei ole vakiintunutta yleisessä käytössä olevaa laskentamenetelmää. Perinteiset teräsbetonipilarin mitoittamisessa käytetyt laskentamenetelmät soveltuvat huonosti hoikan esijännitetyn pilarin mitoittamiseen, koska esijännityksen jäykistävästä vaikutuksesta saatavan hyödyn huomioiminen pilarin nurjahduskestävyyteen on hankalaa.

Tätä taustaa vasten Tampereen yliopiston Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmässä aloitettiin tutkimusohjelma, jonka tavoitteena on kerryttää ymmärrystä esijännitettyjen pilarien käyttäytymisestä ja rakenteellisesta toiminnasta, kehittää niiden suunnitteluun soveltuva mitoitusmenettely ja edistää esijännitettyjen hoikkien rakenteiden käyttömahdollisuuksia. Tämä työ on ollut osa tätä tutkimusohjelmaa. Ensisijainen tavoite on ollut suunnitella ja toteuttaa nurjahduskoe hoikalle esijännitetylle pilarirakenteelle todellisia käyttökohteita vastaavassa mittaluokassa. Sekä kerätä mittaustietoa pilarin taipuman ja venymien kehittymisestä kuormitettaessa pilari nurjahdukseen.

Nurjahduskokeessa kuormitettujen pilarien laskennallinen määrittäminen ja tarkastelu on tehty Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmässä kehitystyön alla olevalla siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä. Työn yksi tavoite oli myös verrata laskentamenetelmällä saatavia tuloksia nurjahduskokeen tuloksiin.

1.2 Nurjahduskoe ja siirtymäperustainen laskenta

Nurjahduskokeessa kuormitettiin yhteensä 8 esijännitettyä pilaria ja 8 teräsbetonista verrokipilaria. Pilarien poikkileikkaus oli $280 \times 280 \text{ mm}^2$ ja pituus 10 metriä. Pilarien hoikkuus λ oli noin 125. Puolet pilareista oli yksimittaisia ja puolet jatkettuja. Esijännitettyjen pilarien pääraudoituksena oli neljä 12,5 mm punosta, joiden esijännitys oli 1200 MPa. Esijännityksestä aiheutui nurjahduskokeessa pilariin noin 410 kN puristus. Teräsbetonisten pilarien pääraudoituksena oli 4T25 B500B harjaterästä. Pilarikoot ja raudoitus valittiin niin, että ne olivat suuruusluokaltaan todellisia käyttökohteita vastaavia ja saatiin käytettävissä olevalla kalustolla turvallisesti nurjahtamaan likimäärin samalla kuormalla selvästi ennen poikkileikkausmurtoa.

Pilarit kuormitettiin vaaka-asennossa. Pilarien omapaino vaikutti vaakakuormana. Pilareihin kohdistettiin voimaohjatusti kasvava normaalivoima, jonka epäkeskisyys pilarin päissä oli noin 20 mm. Puolelle pilareista lisättiin noin 3,9 kN vaakakuorma pilarin keskelle kasvattamaan pilarin taivutusmomentin normaalivoimasuhdetta.

Pilarit kuormitettiin nurjahdukseen asti ja niistä kerättiin mittaustietoa taipuman ja venymien kehittymisestä kuormituksen aikana useasta mittauspisteestä. Mittaustuloksista analysoitiin pilarien toimintaa ja tuloksia verrattiin siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä saataviin tuloksiin.

1.3 Työn raja

Tämän työn pääpaino on ollut nurjahduskokeen järjestelyssä ja pilarin nurjahduskokeen aikaisesta toiminnan mittaamisesta ja mittaustietojen keräämisestä, sekä niiden tulkitsemisesta ja analysoinnista. Työ rajoittuu pilarien rakenteellisen toiminnan tarkastelun osalta suurimmaksi osaksi nurjahduskokeessa kuormitettuihin esijännitettyihin betonipilareihin ja teräsbetonipilareihin. Esijännitetyn pilarin toimintaa kuten viruman, jännevoiman ja halkeilun vaikutusta jäykkyyteen ei nurjahduskoetulostulkintoja lukuun ottamatta ole tässä työssä käsitelty tarkemmin.

Nurjahduskokeessa kuormitettujen pilarien mittaustuloksia verrattiin siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä saataviin tuloksiin. Laskentamenetelmän soveltuvuutta pilarien mitoituseseen ei nurjahduskoetuloksiin vertailua laajemmin tukittu. Laskennallinen tarkastelu tehtiin koepilareista testaamalla ja mittaamalla määritetyillä arvoilla.

Osa pilareista oli yksimittaisia ja osa jatkoksellisia. Jatkosliitoksen vaikutusta pilarin käyttäytymiseen arvioitiin ainoastaan nurjahduskoetulosten perusteella.

2. ESIJÄNNITETYN PILARIN TEOREETTISIA OMINAISPIIRTEITÄ

Pilarit ovat pääasiassa puristavan normaalivoiman rasittamia sauvamaisia rakenneosia. Normaalivoiman lisäksi pilareihin kohdistuu lähes poikkeuksetta myös taivutusmomentti. Taivutusmomentti voi aiheutua pilarin vaakakuormista ja normaalivoiman epäkeskisyydestä. Epäkeskisyys aiheutuu normaalivoiman resultanttipisteen sijainnista pilarin painopisteeseen nähden, sekä pilarin kaarevuudesta ja vinoudesta.

Kun pilaria kuormittaa ulkoinen normaalivoima N_{ulk} epäkeskisyydellä e_0 , siihen kohdistuu normaalivoiman lisäksi epäkeskisyydestä e_0 aiheutuva taivutusmomentti M_0 .

$$M_0 = e_0 N_{ulk} \quad (1)$$

Taivutusmomentti M_0 käyristää pilaripoikkileikkausta, pilari taipuu ja taipumasta aiheutuu ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} lisäepäkeskisyys e_2 . Tästä aiheutuu pilariin lisämomentti M_2 .

$$M_2 = e_2 N_{ulk} \quad (2)$$

Pilarin alkutilanteen kuormista aiheutuvien rasitusten vaikutuksesta syntyviä lisärasituksia kutsutaan kuormien toisen kertaluvun vaikutuksiksi. Taipumaa e_2 toisen kertaluvun taipumaksi ja lisämomenttia M_2 toisen kertaluvun momentiksi. Toisen kertaluvun momentti M_2 muuttaa pilarin ulkoista taivutusmomenttia M_{ulk} alkuperäisestä momentista M_0 .

$$M_{ulk} = M_0 + M_2 \quad (3)$$

Toisen kertaluvun momentin suuruus riippuu siitä, miten suuri taipuma pilariin ulkoisista kuormista aiheutuu. Etenkin hoikalla pilarilla toisen kertaluvun vaikutukset rajoittavat selvästi pilarin normaalivoimakestävyyttä. Pilarin normaalivoimakestävyys voi rajoittua sen poikkileikkauksen kestävyys tai nurjahduskestävyyteen.

2.1 Pilarin poikkileikkauksen kestävyys

Laskennallisessa poikkileikkaustarkastelussa tekninen taivutusteoria (Eulerin-Bernoullin taivutusteoria) on voimassa. Betonipoikkileikkaus säilyy pilarin taipumaviivaan nähden kohtisuorana tasana, ja sen muodonmuutoskuvio on kuormituksesta riippumatta vastakaisten reunavenymien ε_y ja ε_a välillä lineaarinen. Muodonmuutoskuvio pitää hyvin paikkansa myös betoniterästen venymien osalta, kun teräkset ovat tarkasteltavassa kohdassa riittävästi ankkuroitu, eikä huomattavaa liukumaa teräksen ja betonin välillä pääse

syntymään [1]. Jännepunosten venymien osalta muodonmuutoskuvio ei sen sijaan pidä suoraan paikkaansa, koska punoksiin on asetettu venymä betonipoikkileikkauksesta erillään punosten esijännitysvaiheessa. Tartunnallisilla jänteillä betonipoikkileikkauksen muodonmuutoskuvio vastaa kuitenkin hyvin pilarin kuormituksesta aiheutuvaa punosten venymän muutosta, kun punokset on tarkasteltavassa kohdassa riittävästi ankkuroitu, eikä huomattavaa punosten liukumaa betonin välillä pääse syntymään.

2.1.1 Materiaalimallit

Materiaalimalli kuvaa materiaalin jännitys-muodonmuutos -yhteyttä. Yhteys voi olla lineaarinen tai epälineaarinen ja se voi muuttua jännitys- tai muodonmuutostilan muuttuessa. Jäykkyyden kannalta jännitys-muodonmuutos -yhteys kuvaa materiaalin kykyä vastustaa kuormituksesta aiheutuvaa muodonmuutosta.

Jotta pilari on siihen kohdistuvassa ulkoisessa kuormituksessa vakaa, on sisäisten ja ulkoisten normaalivoimien ja taivutusmomenttien on oltava tasapainossa. Tasapainotila toteuttaa yhtälöt:

$$N_{sis} = N_{ulk} \quad (4)$$

$$M_{sis} = M_{ulk} \quad (5)$$

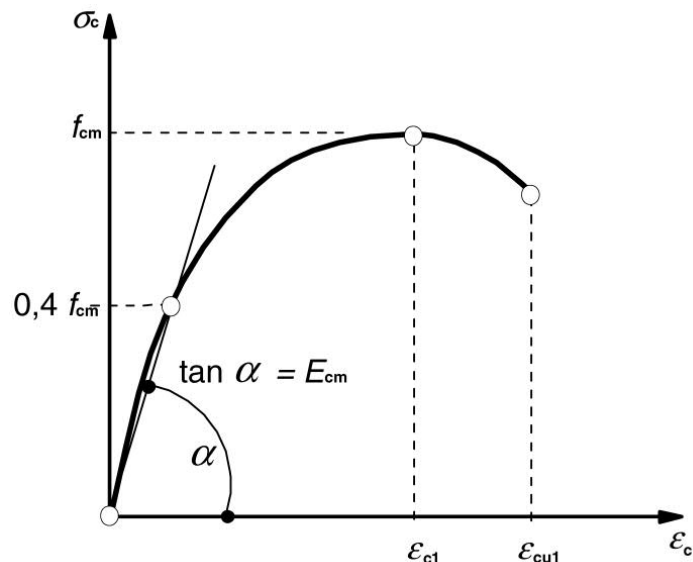
Jos tasapainoa ei ole, pilarin muodonmuutostila ja jännitystila muuttuvat, kunnes tasapaino löytyy tai poikkileikkauksen muodonmuutoskyky ylittyy, poikkileikkaus murtuu ja pilari sortuu. Poikkileikkauksen materiaalimallit määräävät, miten suuria muodonmuutoksia pilariin on synnyttävä, että sen jännitystila vastaa ulkoista kuormitusta.

Betoni

Betonin muodonmuutosominaisuudet määräytyvät sen ainesosien – erityisesti kiviaineksen – muodonmuutosominaisuuksista. Betonin jännitys-muodonmuutos -yhteys ei ole lineaarinen. Puristettaessa betoni käyttäytyy lähes lineaarisesti, kunnes sen jännitystila ylittää noin 40 % maksimista, jolloin betoniin alkaa kehittyä jäykkyyttä heikentävää mikrohalkeilua. Pienillä jännityksillä betoni on näin ollen myös jäykempää kuin isoilla [1].

Vedetyn ja puristetun betonin kimmoiset ominaisuudet ovat erilaiset. Teknisessä tarkastelussa voidaan kuitenkin usein olettaa halkeilemattoman betonin käyttäytyvän vastavasti sekä vedettynä että puristettuna betonin vetolujuuteen asti [1].

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 esitetään puristetun betonin epälineaarinen materiaali-malli kuvan 1 mukaisena. Lisäksi esitetään kaksi yksinkertaistettua materiaalimallia: bili-neaarinen ja paraabeli-suorakaide-kuvion mukainen materiaalimalli. Betonin jännitys-muodonmuutos -yhteydellä on olennainen vaikutus muun muassa betonipilarin nurjah-duskestävyyteen. Yksinkertaistetut materiaalimallit ovat kumpikin jännitys-muodonmuu-tos -yhteydeltään hyvin karkeita ja siksi niitä ei tässä työssä käsitellä tarkemmin.



Kuva 1. SFS-EN 1992-1-1 mukainen epälineaarinen betonin materiaalimalli [2].

Eurokoodin epälineaarisisessa materiaalimallissa kimmomoduulin keskimääräinen arvo E_{cm} määrittyy betonin keskimääräisen lieriölujuuden f_{cm} perusteella, siten että se vastaa jännitys-muodonmuutos -yhteyttä $0,4f_{cm}$ jännityksen kohdalla. Betonin puristuma ϵ_c ajatellaan Eurokoodin jännitys-muodonmuutos -yhteyttä kuvaavissa funktioissa etumerkil-tään positiiviseksi. Puristetun betonin epälineaarinen jännitys-muodonmuutos -yhteys määritetään funktiolla

$$\sigma_c(\epsilon_c) = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} f_{cm}, \quad \text{kun } 0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}| \quad (6)$$

missä ϵ_{cu1} on betonin murtopuristuman nimellisarvo

$$\epsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}, \quad \text{kun } f_{cm} < 58 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$\epsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left[\frac{98 \text{ MPa} - f_{cm}}{100 \text{ MPa}} \right]^4 \text{ ‰}, \quad \text{kun } f_{cm} \geq 58 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1} \quad (9)$$

ϵ_{c1} on keskimääräistä lieriölujuutta vastaava puristuma

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \text{‰} \leq 2,8 \text{‰} \quad (10)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (11)$$

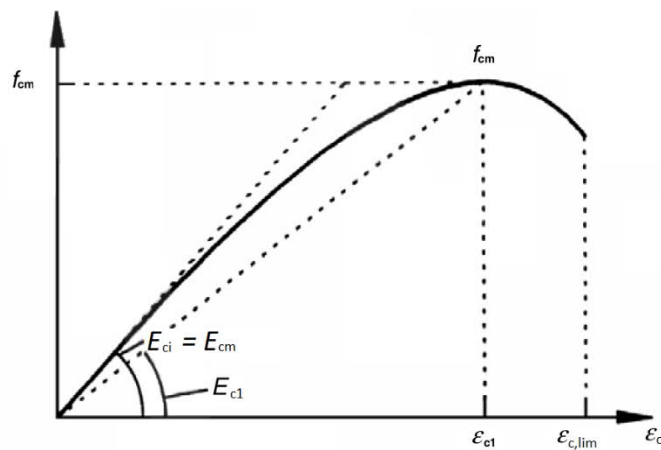
$$E_{cm} = 22 \text{GPa} (f_{cm} / 10 \text{MPa})^{0,3} \quad (12)$$

Arvo vastaa kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistettua betonia. Jos kiviaines on jokin muuta, arvo korjataan korjauskertoimilla:

- 0,7 hiekkakivipitoinen kiviaines
- 0,9 kalkkikivipitoinen kiviaines
- 1,2 basalttipitoinen kiviaines

E_{cm} voi olla myös testaamalla määritetty.

Eurokoodi sallii myös muiden materiaalmallien käytön, jos ne edustavat riittävän hyvin tarkasteltavan betonin käyttäytymistä. Muodonmuutoksia määritettäessä materiaalmallin valinnalla on olennainen merkitys tulosten todenmukaisuuden kannalta [2]. Eurokoodin epälineaarisen materiaalmallin taustalla on International Federation for Structural Concrete (Fib) julkaisusta Fib42 löytyvä betonin epälineaarinen materiaalmalli (kuva 2) [3].



Kuva 2. Julkaisun Fib42 mukainen betonin materiaalmalli [muokattu Fib42 kuvasta 4-2 [3]].

Julkaisussa Fib42 betonin jännitys-muodonmuutos-yhteyden määrittäminen poikkeaa hieman Eurokoodissa esitetystä. Kimmomoduulia E_{cm} ei ole millään lailla sidottu jännitykseen $0,4f_{cm}$, kuten Eurokoodissa. Betonin jännitys-muodonmuutos -funktio $\sigma_c(\varepsilon_c)$ (kaava 13) on vastaava kuin Eurokoodissa (kaava 6), mutta siinä olevat tekijät määritetään eri tavalla ja betonin puristuma ε_c ajatellaan etumerkiltään negatiiviseksi [3].

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = -\frac{k\eta-\eta^2}{1+(k-2)\eta} f_{cm}, \text{ kun } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad (13)$$

missä $\varepsilon_{c,lim}$ on betonin murtopuristuman nimellisarvo, jonka määrittelyyn ei esitetä laskentakaavaa. Arvoja on esitetty betonin lujuusluokan mukaan Taulukossa 1

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (14)$$

ε_{c1} on keskimääräistä lieriölujuutta vastaava puristuma

$$\varepsilon_{c1} = -1,60(f_{cm}/10MPa)^{0,25} \text{ ‰} \quad (15)$$

$$k = E_{ci} / E_{c1} \quad (16)$$

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E (f_{cm}/10MPa)^{1/3} \quad (17)$$

$$E_{c0} = 20,5 \text{ GPa}$$

α_E on kiviaineksen huomioiva kerroin:

- 0,7 hiekkakivipitoinen kiviaines
- 0,9 kalkkikivipitoinen kiviaines
- 1,0 kvartsiittipitoinen kiviaines
- 1,2 basalttipitoinen kiviaines

E_{ci} tilalla voidaan käyttää myös testaamalla määritettyä kimmomoduulia E_{cm}

E_{c1} on keskimääräisen lieriölujuuden mukainen kimmomoduuli

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{f_{cm}}{-1,60(f_{cm}/10MPa)^{0,25} \text{ ‰}} \quad (18)$$

Taulukko 1. Fib42 mukaiset betonin murtovenymät eri betonilujuuksille [3].

Lu-	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90	C100
$\varepsilon_{c,lim}$	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4	-3,3	-3,1	-3,0	-3,0	-3,0

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 ei oteta tarkemmin kantaa betonin vetomurtoa vastaavaan murtovenymään ε_{ctu} tai vedetyn betonin materiaalmalliin. Materiaalimallit esitetään vain puristetulle betonille.

Betonin vetolujuus on monikertaisesti heikompi kuin puristuslujuus. Jos rakenne halkeilee jonkin odottamattoman pakkovoiman tai kuormitushistorian tapahtuman seurauksena, vetolujuus halkeaman kohdalla ei enää palaudu, vaikka halkeama sulkeutuisikin kuormituksen kevennyttyä. Yleensä vetolujuus jätetään edullisena ominaisuutena laskennallisissa tarkasteluissa huomioimatta [1].

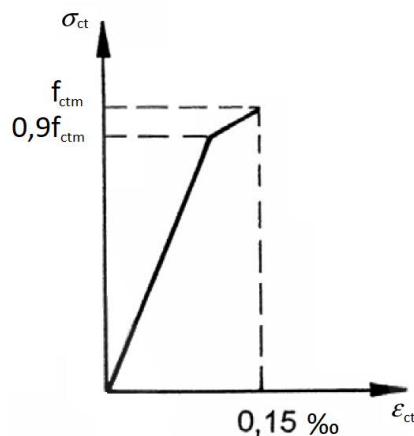
Julkaisussa Fib42 esitetään vedetyn betonin materiaaalimalli kuvassa 3 esitetyn mukaisena. Betonin murtovenymäksi ε_{ctu} esitetään vakioarvo 0,15 ‰ ja venymä ε_{ct} ajatellaan jännitys-muodonmuutos -funktioissa etumerkiltään positiiviseksi [3]. Vedetyn betonin jännitys-muodonmuutos -funktio on

$$\sigma_{ct}(\varepsilon_{ct}) = E_{ci}\varepsilon_{ct}, \text{ kun } \sigma_{ct} \leq 0,9f_{ctm} \quad (19)$$

$$\sigma_{ct}(\varepsilon_{ct}) = f_{ctm}\left(1 - 0,1 \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9f_{ctm}/E_{ci}}\right), \text{ kun } 0,9f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad (20)$$

missä E_{ci} on kaavan 17 mukainen kimmomoduuli

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus

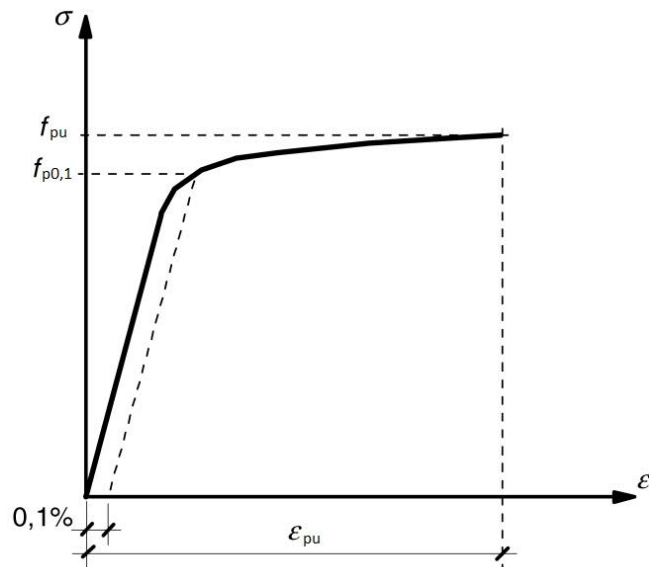


Kuva 3. Julkaisun Fib42 mukainen vedetyn betonin materiaaalimalli [muokattu Fib42 kuvasta 4-7 [3]].

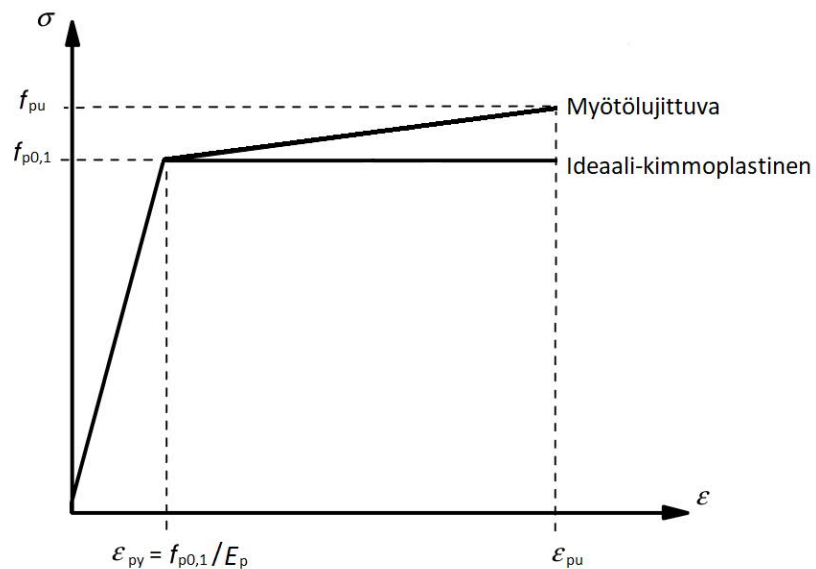
Tässä työssä betonin materiaaalimalli on huomioitu laskennallisessa tarkastelussa julkaisussa Fib42 esitetyn mukaisena. Pääasiassa betonin vetokestävyyttä ei ole laskennassa huomioitu. Pois lukien muutama vertailu, joissa betonin vetokestävyyden vaikutusta laskennan tulokseen on testattu.

Jännepunokset

Jännepunosten materiaalmalli vastaa kylmämuokatun teräksen materiaalmallia (kuva 4). Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 esitetään jännepunoksille kaksi vaihtoehtoista yksinkertaistettua materiaalmallia: ideaali-kimmoplastinen- ja myötölujittuva materiaalmalli [2]. Materiaalimallit on esitetty kuvassa 5.



Kuva 4. Jännepunosten tyypillinen materiaalmalli [muokattu SFS-EN 1992-1-1 kuvasta 3.7 [2]]



Kuva 5. SFS-EN 1992-1-1 mukaiset betoniterästen ideaali-kimmoplastinen- ja myötölujittuva materiaalmalli [muokattu SFS-EN 1992-1-1 kuvasta 3.8 [2]].

Jännepunosten kimmokertoimen E_p arvoksi voidaan olettaa 195 GPa. Myötörajana käytetään 0,1 %:n pysyvää muodonmuutosta vastaavaa jännitystä $f_{p0,1}$. Myötövenymä ε_{py} määräytyy myötörajasta kimmokertoimen mukaisesti [2].

$$\varepsilon_{py} = f_{p0,1}/E_p \quad (21)$$

Punoksen venymää vastaava ε_p jännitys määräytyy funktion $\sigma_p(\varepsilon_p)$ mukaan

$$\sigma_p(\varepsilon_p) = \varepsilon_p E_p, \text{ kun } |\varepsilon_p| \leq |\varepsilon_{py}| \quad (22)$$

Ideaali-kimmoplastinen materiaalmalli:

$$\sigma_p(\varepsilon_p) = f_{p0,1}, \text{ kun } \varepsilon_{py} < \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pu} \quad (23)$$

Myötölujittuva materiaalmalli:

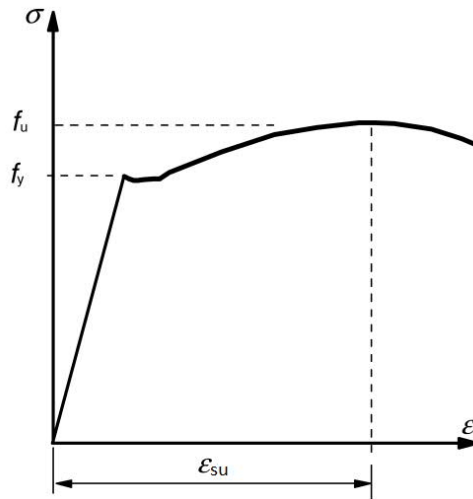
$$\sigma_p(\varepsilon_p) = f_{p0,1} + (\varepsilon_p - \varepsilon_{py}) \frac{f_{pu} - f_{p0,1}}{\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{py}}, \text{ kun } \varepsilon_{py} < \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pu} \quad (24)$$

Murtolujuutta f_{pu} vastaava murtovenymä ε_{pu} on tyypillisesti useampia prosentteja. Suomen rakentamismääräyskokoelmassa ohjeistetaan käyttämään jännepunosten myötölujittuvalle materiaalmallille murtovenymän arvona 20 % [4].

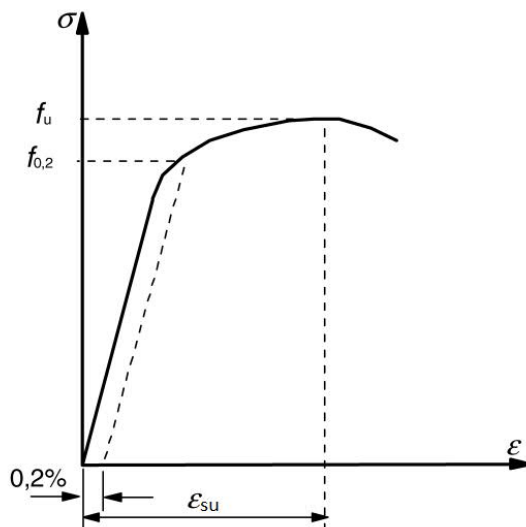
Tässä työssä jännepunokset on huomioitu laskennallisessa tarkastelussa myötölujittuvan materiaalmallin mukaan.

Harjateräokset

Harjateräokset voi olla kuumavalssattua (esim. B500B) tai kylmämuovattua (esim. B500A) terästä. Kuumavalssatulla teräksellä on selvä myötöraja, mutta kylmämuovatulla teräksellä selvää rajaa ei ole olemassa. Kuvassa 6 on esitetty kuumavalssatun ja kuvassa 7 kylmämuovatun teräksen jännitys-muodonmuutos -yhteydet.

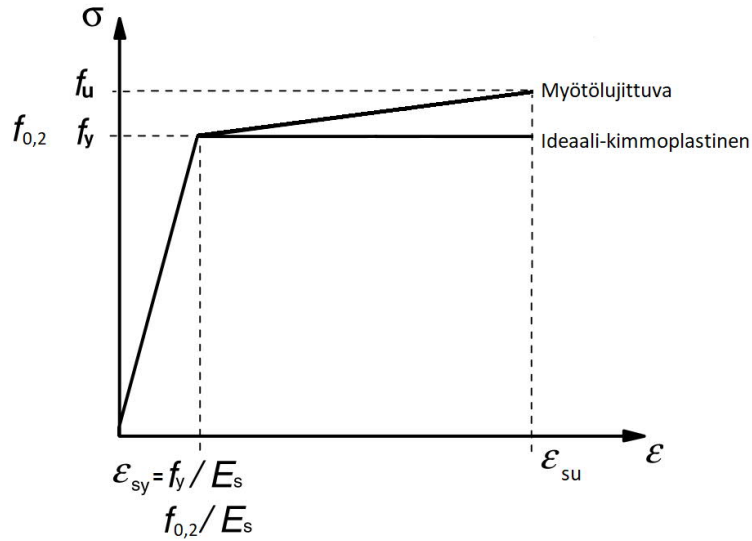


Kuva 6. Kuumavalssatun teräksen tyypillinen materiaaalimalli [muokattu SFS-EN 1992-1-1 kuvasta 3.7 [2]]



Kuva 7. Kylmämuokatun teräksen tyypillinen materiaaalimalli [muokattu SFS-EN 1992-1-1 kuvasta 3.7 [2]]

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 betoniraudotteelle esitetään – kuten jännepunoksillekin – kaksi rakenteiden mitoituksessa käytettävää yksinkertaistettua materiaaalimallia: ideaali-kimmoplastinen- ja myötölujittuva materiaaalimalli [2]. Materiaaalimallit on esitetty kuvassa 8.



Kuva 8. SFS-EN 1992-1-1 mukaiset betoniterästen ideaali-kimmoplastinen- ja myötölujittuva materiaaalimalli [muokattu SFS-EN 1992-1-1 kuvasta 3.8 [2]].

Eurokoodissa kummankaan materiaalimallin käyttöä ei rajoiteta pelkästään kuumavalssatulla tai kylmämuovatulla teräksellä käytettäväksi. Kuumavalssatulle teräkselle ideaaliplastinen malli on kuitenkin suositeltavampi käyttää, koska sen myötölujittuminen vaatii huomattavan suuren myötövenymän ε_{sy} ennen kuin lujittuminen varsinaisesti alkaa. Myötölujittuva materiaaalimalli kuvaa sen sijaan paremmin kylmävalssatun teräksen todellista materiaaalimallia [1].

Materiaalin lujittuminen on rakenteen kannalta edullista, joten sen voi laskennan yksinkertaistamiseksi jättää yleensä huomioimatta ja käyttää kylmämuovatullakin raudoitteella ideaaliplastista materiaaalimallia. Kylmämuovatun raudoitteen muodonmuutoskyky on kuitenkin heikompi kuin kuumavalssatulla ja se on myös rakennemallissa otettava huomioon, kun rakenteelta vaaditaan plastista muodonmuutoskykyä [1].

Betoniterästen kimmokertoimen E_s arvoksi voidaan olettaa 200 GPa kuumavalssatun teräksen myötörajaa vastaavaan jännitykseen f_y ja kylmämuokatun teräksen 0,2 % pysyvää muodonmuutosta vastaavaan jännitykseen $f_{0,2}$ asti. Teräksen murtolujuus on f_u . Myötövenymä ε_{sy} määräytyy myötörajan ja kimmokertoimen mukaan [2]

$$\varepsilon_{sy} = f_y / E_s \quad (25)$$

$$\varepsilon_{sy} = f_{0,2} / E_s \quad (26)$$

Teräksen venymää ε_s vastaava jännitys määräytyy funktion $\sigma_s(\varepsilon_s)$ mukaan

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = \varepsilon_s E_s, \text{ kun } |\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_{sy}| \quad (27)$$

Ideaali-kimmoplastinen materiaalimalli:

(kun teräs oletetaan käyttäytyvän samalla tavalla puristettuna ja vedettynä)

teräs vedettynä:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = f_y \text{ tai } f_{0,2}, \text{ kun } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (28)$$

teräs puristettuna:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = -f_y \text{ tai } -f_{0,2}, \text{ kun } -\varepsilon_{sy} > \varepsilon_s \geq -\varepsilon_{su} \quad (29)$$

Myötölujittuva materiaalimalli:

(kun teräs oletetaan käyttäytyvän samalla tavalla puristettuna ja vedettynä)

teräs vedettynä:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = f_y \text{ tai } f_{0,2} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) \frac{f_u - [f_y \text{ tai } f_{0,2}]}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}, \text{ kun } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (30)$$

teräs puristettuna:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = -[f_y \text{ tai } f_{0,2}] + (\varepsilon_s + \varepsilon_{sy}) \frac{f_u + [f_y \text{ tai } f_{0,2}]}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{sy}}, \text{ kun } -\varepsilon_{sy} > \varepsilon_s \geq -\varepsilon_{su} \quad (31)$$

Murtovenymä ε_{su} on tyypillisesti useampia prosentteja, jolloin taivutetussa rakenteessa betonin puristusmurto saavutetaan yleensä ennen kuin teräkset menevät poikki. Laskennallisessa tarkastelussa murtovenymällä ei näin ollen ole merkitystä, ellei rakenne ole aliraudoitettu tai siltä vaadita plastista kiertymiskykyä. Suomen rakentamismääräyskoelmassa ohjeistetaan käyttämään harjateräksen myötölujittuvalla materiaalimallilla murtovenymän arvona 10 ‰ [4].

Tässä työssä harjateräkset on huomioitu laskennallisessa tarkastelussa ideaali-kimmoplastisen materiaalimallin mukaan.

Materiaalimallien yhteys pilarin ulkoistenkuormien vaikutukseen

Pilarin ulkoinen kuormitus (N_{ulk} , M_{ulk}) generoi pilaripoikkileikkaukseen muodonmuutostilan ε ja sitä vastaavan materiaalimallien mukaisen jännitystilän

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_c(\varepsilon) + \sigma_p(\varepsilon) + \sigma_s(\varepsilon) \quad (32)$$

missä ε on muodonmuutostilan funktio $\varepsilon(z)$

z on tarkastelukorkeus poikkileikkauksen reunasta lukien

Koska muodonmuutostila on z :n funktio, jännitystila voidaan esittää myös z :n funktiona $\sigma(z)$.

Poikkileikkauksen jännitystilaa vastaavia normaalivoima- ja taivutusmomenttiresultantteja kutsutaan sisäiseksi normaalivoimaksi N_{sis} ja sisäiseksi taivutusmomentiksi M_{sis} . Ne voidaan määrittää integroimalla pilarin jännitystilaa poikkileikkauksen yli.

$$N_{sis} = \int_0^h \sigma(z) b dz \quad (33)$$

$$M_{sis} = \int_0^h \sigma(z) b (PK - z) dz \quad (34)$$

missä h on poikkileikkauksen korkeus

b on poikkileikkauksen leveys

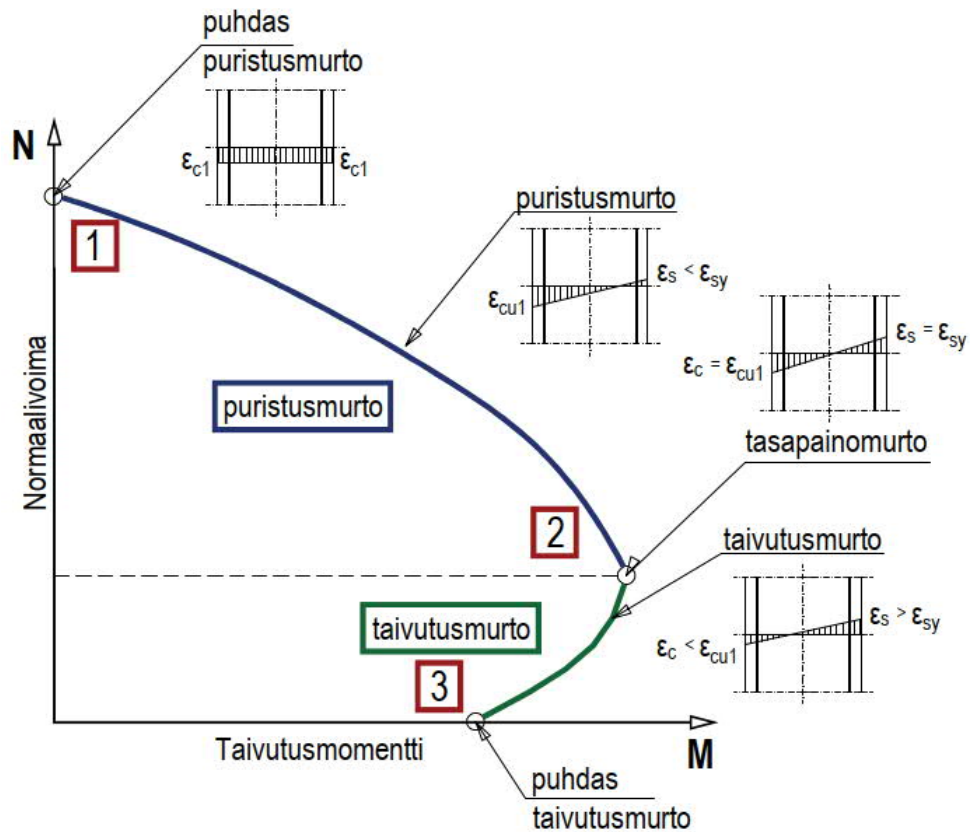
PK on poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys pilarin reunasta

2.1.2 Poikkileikkauksen murtokestävyys

Pilaripoikkileikkauksen suurin murtokestävyys normaalivoimalle saavutetaan betonin täyttä puristuslujuutta vastaavalla muodonmuutostilalla, jossa molemmat reunavenymät ovat betonin myötövenymän ϵ_{c1} suuruiset (Kuvan 9 piste 1). Murtokestävyyttä vastaava normaalivoima määräytyy betonin myötövenymää vastaavan lujuuden ja puristetusta raudoituksesta generoituvan jännitystilan mukaan.

Taivutusmomentti käyristää poikkileikkauksen muodonmuutostasoa ja heikentää näin pilarin normaalivoimakestävyyttä, koska tällöin betonin täyttä puristuslujuutta koko poikkileikkauksen yli ei voi saavuttaa. Tavallisesti laskennallisessa tarkastelussa pilarin keskimääräisen muodonmuutoksen on oltava aina kaikissa tilanteissa vähemmän kuin ϵ_{c1} . Taivutetuissa poikkileikkauksissa reunavenymän sallitaan kuitenkin kehittyä betonin murtopuristumaan ϵ_{cu1} tai $\epsilon_{c,lim}$ asti edellyttäen, että pilarin keskimääräinen muodonmuutos ei ylitä venymää ϵ_{c1} . Puristusraudoituksen muodonmuutoskyky on parempi kuin betonilla eikä se rajoita pilarin puristuskestävyyttä. Raudoituksen nurjahdus hallitaan pilarin minimihaoituksella [2].

Pilaripoikkileikkauksen murtokestävyyttä havainnollistetaan tyypillisesti taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuskäyrillä. Kuvassa 9 on esitetty pilaripoikkileikkauksen yhteisvaikutuskäyrä ja pilaripoikkileikkauksen murtotavat käyrän eri alueilla.



Kuva 9. Pilarin taivutusmomentti-normaalivoima –yhteisvaikutuskäyrä ja pilaripoikkileikkauksen murtotavat käyrän eri alueilla. Muokattu Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 kuvasta 9/7 [5].

Pilaripoikkileikkauksen suurin taivutusmomenttikestävyys saavutetaan poikkileikkauksen tasapainopisteessä, jolloin terästen venymä vastaa myötövenymää ϵ_{sy} tai ϵ_{py} ja betonin puristuma murtopuristumaa ϵ_{cu1} tai $\epsilon_{c,lim}$ (Kuvan 9 piste 2). Tasapainopisteessä pilaripoikkileikkauksen murtotapa on tasapainomurto – puristettu betoni murtuu ja vedetty teräs myötää samanaikaisesti. Tasapainopistettä korkeammilla normaalivoiman arvoilla murtotapa on puristusmurto (Kuvan 9 pisteiden 1 ja 2 väli) – puristettu betoni murtuu ennen kuin vedetty teräs myötää. Tasapainopistettä pienemmillä normaalivoiman arvoilla murtotapa on taivutusmurto (Kuvan 9 pisteiden 2 ja 3 väli) – vedetty teräs myötää ennen betonin murtoa. Puhdas taivutusmurto tapahtuu, kun poikkileikkaukseen ei kohdistu lainkaan normaalivoimaa (Kuvan 9 piste 3). Murtomomentti on tällöin pienempi kuin tasapainomurrossa, koska tasapainomurron yhteydessä vaikuttava normaalivoima siirtää poikkileikkauksen muodonmuutostasoa ja poikkileikkauksen käyristymiskapasiteetti kasvaa. Suurin normaalivoima saavutetaan keskeisellä normaalivoimalla – pilari murtuu puhtaana puristusmurtona (kuvan 9 piste 1).

Pilarin esijännittämisellä voidaan parantaa poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä. Jännepunoksissa käytettävä korkeampi teräslujuus mahdollistaa esijännitetylle pilarille suuremman taivutusmomenttikestävyyden poikkileikkauksen tasapaino- ja taivutusmurrossa. Lisäksi puhdasta taivutusmurtoa ei enää synny, koska jännevoimasta kohdistuu poikkileikkauksen normaalivoima. Jännepunosten sijainnin, jännityksen ja poikkileikkauksialan valinnalla jännevoiman vaikutusta voidaan kohdistaa pilariin eri tavoin ja hyödyntää tehokkaammin poikkileikkauksen materiaalikapasiteettia erilaisille kuormitusyhdistelmille.

Pilarin esijännitys heikentää pilaripoikkileikkauksen murtokestävyyttä keskeiselle normaalivoimalle. Esijännitys siirtää poikkileikkauksen muodonmuutostasoa lähemmäs betonin myötö- ja murtovenymää. Heikennys ei ole kuitenkaan täsmälleen jännevoiman suuruinen, koska jännevoimaa häviää sitä mukaa kun betoni puristuu. Betonin puristuman vaikutus jännevoimahäviöön riippuu pilaripoikkileikkauksen punospoikkipinta-alasta. Tyypillisesti jännepunosteräksiä ei voida myöskään hyödyntää poikkileikkauksen puristusjännityskapasiteetissa, koska muodonmuutostila poikkileikkauksen yli ei riitä generoimaan punoksista puristusjännitystä ennen betonin murtoa. Betonin murtopuristumaa 3,5 % vastaava punosjännitys on noin 700 MPa ja yleensä esijännitys on tätä suurempi.

2.1.3 Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys määrittää sen kyvyn vastustaa taivutusmomentista aiheutuvaa käyristymistä. Taivutusmomentista poikkileikkaukseen generoituvan muodonmuutostilan lisäksi käyristymä vaikuttaa pilarin taipumaan ja kuorman toisen kertaluvun vaikutukseen.

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys määräytyy poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ja materiaaliominaisuuksien mukaan. Betonirakenteen taivutusjäykkyys ei ole vakio. Betonin jännitys-muodonmuutos -yhteys on epälineaarinen ja muuttuu jännitystilan mukaan. Lisäksi poikkileikkauksen jäyhyysmomentti muuttuu poikkileikkauksen halkeilleissa.

Halkeilematon poikkileikkaus on halkeillutta poikkileikkausta selvästi jäykempi. Halkeaman avautuessa toimiva poikkileikkaus pienenee halkeaman syvyyden verran. Jäljelle jäävä toimiva poikkileikkaus on ehjää matalampi ja taivutusjäykkyydeltään pienempi. Pilarin esijännityksestä aiheutuva poikkileikkauksen muodonmuutostason siirtyminen parantaa pilaripoikkileikkauksen halkeilukestävyyttä, jolloin poikkileikkaus säilyy jäykempänä suuremmilla taivutusmomentin arvoilla ja toisen kertaluvun vaikutukset pysyvät pienempinä. Jännevoima jäykistää poikkileikkausta vielä halkeilunkin jälkeen,

koska poikkileikkauksen puristettu alue on suurempi. Lisäksi avautunut halkeama puristuu takaisin kiinni, kun taivutusmomentti pienenee.

Taivutusjäykkyys on poikkileikkauksen kimmomoduulin E ja jäyhyysmomentin I tulo EI . Sen laskennallinen tarkka määrittäminen on betonin materiaalmallin epälineaarisuudesta ja halkeilun vaikutuksesta johtuen työlästä. Käytännössä se edellyttää poikkileikkauksen reunavenymien ε_y , ε_a tuntemista.

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan esittää myös taivutusmomentin ja käyristymän κ avulla

$$EI = M/\kappa \quad (35)$$

ja vastaavasti käyristymä voidaan esittää kaavalla

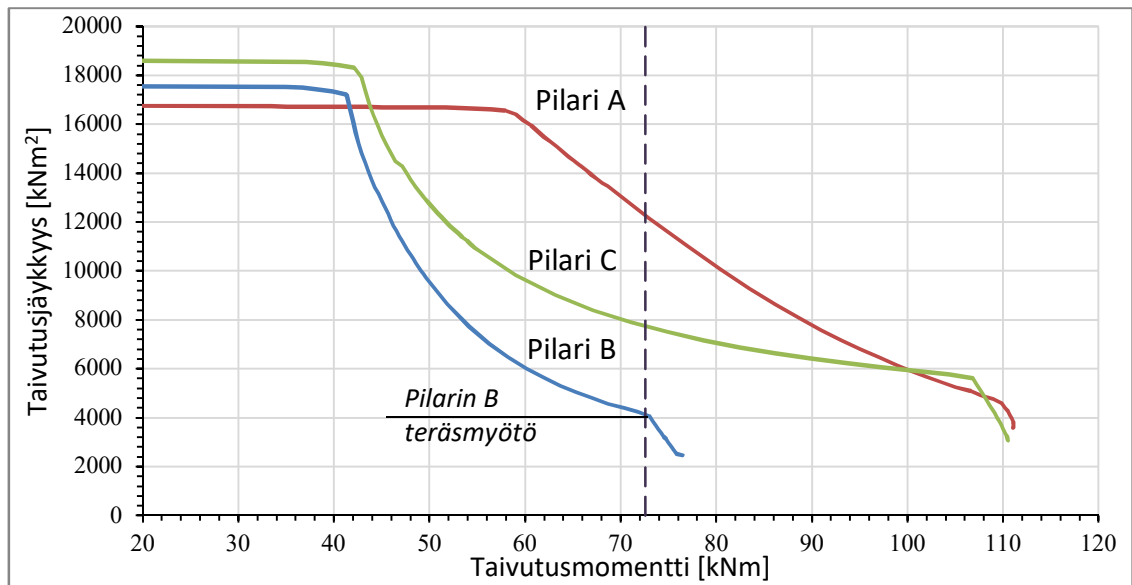
$$\kappa = M/EI \quad (36)$$

Käyristymä voidaan esittää myös h korkuisessa poikkileikkauksessa reunavenymien mukaan kaavalla

$$\kappa = (\varepsilon_y - \varepsilon_a)/h \quad (37)$$

Kuvissa 10 ja 11 on vertailtu laskennallisesti kolmen eri pilaripoikkileikkauksen käyristymä-momentti -yhteyttä. Pilarit ovat poikkileikkaukseltaan saman kokoisia 280x280 mm², betoni on C40/50. Pilareihin kohdistuu 500 kN normaalivoima.

- **Pilari A** on esijännitetty pilari. Sen nurkissa on 93 mm² Y1860S7 punokset. Punosten reunaetäisyys on 50 mm ja esijännitys 1050 MPa, josta aiheutuu betoniin 5 MPa:n jännitys.
- **Pilari B** on teräsbetonipilari, jonka teräspoikkileikkaus on vastaava kuin pilarilla A, mutta punosten sijaan nurkissa on harjateräket B500B
- **Pilari C** on teräsbetonipilari, jonka puristuspinnalla betoni saavuttaa murtopuristuman ε_{cu} samalla taivutusmomentilla kuin pilari A. Teräspoikkileikkaus on pilariin A ja B nähden noin kolminkertainen.



Kuva 10. Jännitetyn ja jännittämättömän pilaripoikkileikkauksen taivutusjäykkyysvertailua.

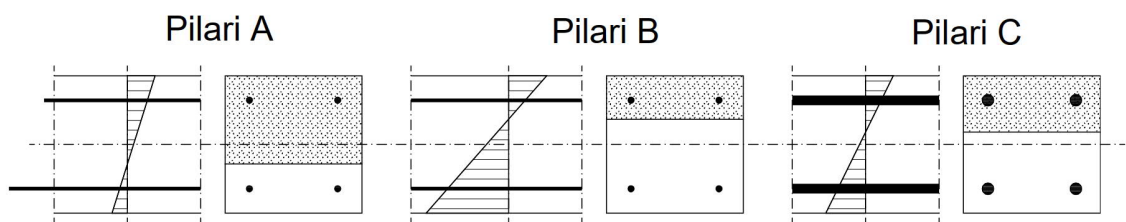
Kuvasta 10 nähdään, että kaikkien kolmen pilarin taivutusjäykkyydet pysyvät vakiona, kunnes halkeilumomentti ylittyy. Esijännitetyllä pilarilla A halkeilumomentti ylittyy selvästi suuremmalla taivutusmomentilla kuin teräsbetonipilareilla B ja C. Teräsbetonipilareiden B ja C taivutusjäykkyys ennen halkeilua on aavistuksen parempi kuin esijännitetyllä pilarilla A ja järeämmin raudoitettulla pilarilla C parempi kuin pilarilla B. Erot selittyvät pilarien teräs-poikkileikkauksilla. Esijännitetyn pilarin puristuspinnalla olevat punokset ovat vedettyjä. Ne eivät lisää poikkileikkaukseen puristuspuolen jäykkyyttä kuten harjateräkset tekevät teräsbetonipilareilla. Näin ollen myös taivutusjäykkyys jää ennen halkeilua pienemmäksi. Ero voisi selittyä myös sillä, että esijännitetyn pilarin betoni on puristetumpaa kuin teräsbetonipilareilla. Tässä vertailussa betonin normaalivoimasta aiheutuva jännitys on kuitenkin kaikilla tarkasteltavilla pilareilla hyvin maltillinen ennen taivutusmomentin lisäämistä. Esijännitetyllä pilarilla A normaalivoimasta ja esijännityksestä aiheutuva jännitys on yhteensä noin $0,2 \cdot f_{cm}$ ja teräsbetonipilareilla B ja C noin $0,1 \cdot f_{cm}$, joten betonijännitysten suhteen ollaan vielä selvästi materiaalimallin lineaarisella osalla.

Teräsbetonipilareilla B ja C halkeilumomentti on kuvaajan mukaan lähes yhtä suuret, vaikka pilarissa C on terästä kolme kertaa enemmän kuin pilarissa B. Teräs-poikkileikkauksen kasvattamisella ei näin ollen ole tehokasta vaikutusta halkeilumomentin kasvattamisessa. Teräsmäärän kasvattaminen kyllä parantaa pilarin taivutusjäykkyyttä halkeilumomentin ylittyessä.

Halkeilumomentin ylittyessä kaikkien pilarien taivutusjäykkyys alkaa pudota. Tämä selittyy muun muassa toimivan poikkileikkauksen pienenemisellä. Esijännitetystä pilarissa A

vaikuttaa ulkoisen normaalivoiman lisäksi jännevoima. Poikkileikkauksen sisäinen normaalivoima on tällöin noin kaksinkertainen verrattuna teräsbetonipilareihin ja taivutusmomentin kasvun vaikutus avautuneen halkeaman syvyyteen on pienempi. Teräsbetonipilareilla taivutusjäykkyiden ero selittyy teräspoikkileikkauksen erolla. Esijännitetyn pilarin pieni teräspoikkileikkaus selittää sitä miksi pilarien A ja C taivutusjäykkyudet lopulta kohtaavat taivutusmomenttia lisättäessä.

Kuvassa 11 on havainnollistettu pilarin taivutusjäykkyyttä muodonmuutostilan mukaisilla toimivilla poikkileikkauksilla pilarin B terästen myötäämisen alkua vastaavalla taivutusmomentilla. Siitä nähdään, että poikkileikkaukseltaan jäykimmän (esijännitetty pilari A) toimivapoikkileikkaus on kaikkein suurin ja toiseksi jäykimmän (pilari C) toiseksi suurin.



Kuva 11. Pilarien A, B ja C jännitysjaumat ja toimivat poikkileikkaukset pilarin B terästen myötää vastaavalla taivutusmomentilla.

Pilarin esijännityksen vaikutus pilarin taivutusjäykkyYTEEN on lopulta tapauskohtainen. Betoni on jäykintä alhaisilla jännityksillä ja jännitystason nosto voi olla poikkileikkauksen taivutusjäykkyiden kannalta myös epäedullinen.

Esijännitys ja punosmäärä oikein valittuna muodostaa rakenteen, jota vastaavaan taivutusjäykkyiden aikaansaaminen pelkästään raudoittamalla vaatii punosmäärään nähden moninkertaisen teräsmäärän. Esijännittämällä pilarista on mahdollista saada jäykempi rakenne materiaalihokkaammin [6]. Jäykemmällä pilarirakenteella voidaan vaikuttaa myös liittyvien rakenteiden – esimerkiksi jatkuvien kehärakenteiden ja perustusten – jäykkyysvaatimuksiin.

Kutistuman ja viruman vaikutus pilarin poikkileikkauksen taivutusjäykkyYTEEN

Betonin kutistuma ja viruma voivat lisätä poikkileikkauksen käyritymistä. Poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä määritettäessä tällä on merkitystä etenkin pilarin pitkäaikaisesta kuormasta aiheutuvaa käyritymistä arvioitaessa. Puristetun betonin muodonmuutos on kutistuman ja viruman vaikutuksesta suurempi kuin pelkästään materiaalmallin mukaan määritettäessä. Virumaa ehtii syntyä pilariin jonkin verran jo tässä työssä tehdyn nurjahduskokeen kestoisessa kuormituksessakin. Vaikutus jää kuitenkin melko vähäiseksi ja

tässä työssä kutistuman ja viruman vaikutusten tarkempi tarkastelu on jätetty työn rajauksen ulkopuolelle.

2.2 Pilarin nurjahduskestävyys

Poikkileikkauksen murtokestävyyden lisäksi pilarin normaalivoimakestävyyttä rajoittaa pilarin nurjahduskestävyys. Nurjahduskestävyys riippuu pilarin kuormituksesta syntyvien toisen kertaluvun vaikutusten suuruudesta. Nurjahtaessa pilari taipuu ja syntyville toisen kertaluvun vaikutuksille ei generoidu riittävästi vastustavaa voimaa. Tasapainoa ei saavuteta ja pilarin taipuminen jatkuu, kunnes poikkileikkaus murtuu. Pilarin taipuman suuruuteen vaikuttaa pilarin taivutusjäykkyys lisäksi pilarin hoikkuus ja taipuman generoivan käyrityksen jakauma pilarissa.

2.2.1 Pilarin hoikkuus

Pilarin hoikkuus kuvaa pilarin taipuvan pituuden suhdetta pilarin jäykkyyteen. Hoikka pilari taipuu samasta kuormasta enemmän kuin jäykkä pilari. Toisen kertaluvun vaikutukset ovat näin ollen myös suuremmat. Hoikkuutta kuvataan hoikkuusluvulla λ , joka on pilarin nurjahduspituuden L_0 suhde sen poikkileikkauksen jäyhyysäteeseen i .

$$\lambda = L_0/i \quad (38)$$

Nurjahduspituus L_0 huomioi pilarin pituuden, kiinnitysasteet ja nurjahdusmuodon. Sillä muutetaan pilari vastaamaan taipumapituudeltaan päistään nivelellisesti tuetun pilarin tapausta. Jäyhyysäte i on

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (39)$$

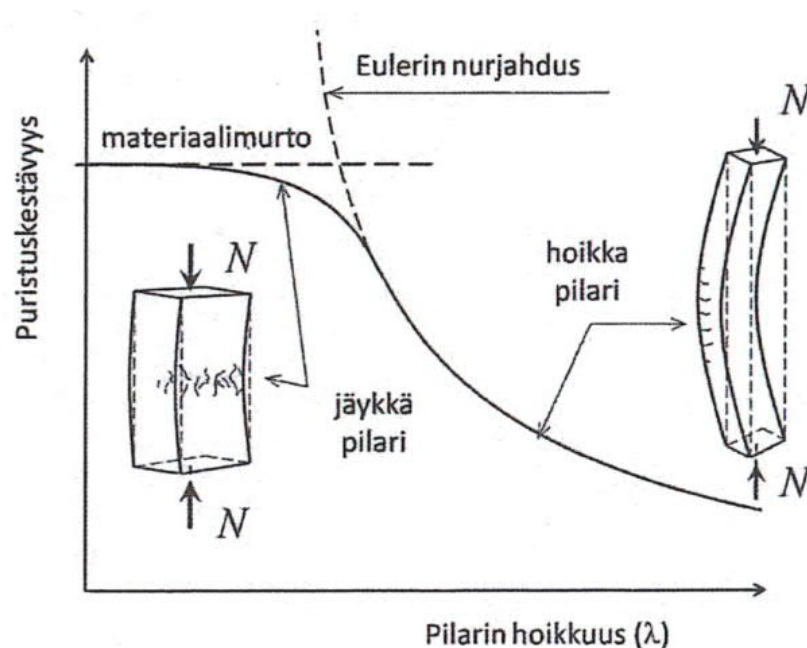
missä I on pilaripoikkileikkauksen jäyhyysmomentti.

A on poikkileikkauksen pinta-ala.

Teräsbetonirakenteissa pilarin hoikkuusluvussa jäyhyysäte määritetään tavallisesti poikkileikkauksen ulkomittojen mukaan raudoituksen vaikutusta huomioimatta. Pilarin mitoittamiseen kehitetyt laskentamenetelmät perustuvat tyypillisesti pilarin poikkileikkauksen mitoittamiseen. Pilarin nurjahduskestävyyden arviointi on tällaisilla laskentamenetelmillä hankalaa, koska nurjahdus voi tapahtua jo selvästi ennen poikkileikkausmurttoa.

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 teräsbetonipilarin nurjahdus otetaan huomioon toisen kertaluvun vaikutusten laskentaan esitetyillä yksinkertaistetuilla menetelmillä tai epälineaarilla laskennalla. Lisäksi esitetään rajahoikkuus λ_{lim} , jonka ylittyessä toisen kertaluvun vaikutukset on otettava poikkileikkausmitoituksessa huomioon.

Kuvassa 12 on havainnollistettu pilarin hoikkuuden vaikutusta pilarin normaalivoimakestävyyteen. Jäykkä pilari murtuu poikkileikkauksen murtuessa. Hoikkuuden kasvaessa pilarin normaalivoimakestävyys jää poikkileikkauksen materiaalmurtoa vastaavaa kuormaa pienemmäksi toisen kertaluvun vaikutusten lisääntyessä. Suurilla hoikkuuksilla pilarin murto tapahtuu ennen poikkileikkausmurtoa stabiliteettimurtona – pilari nurjahtaa.



Kuva 12. Pilarin hoikkuuden vaikutus puristuskestävyyteen [5].

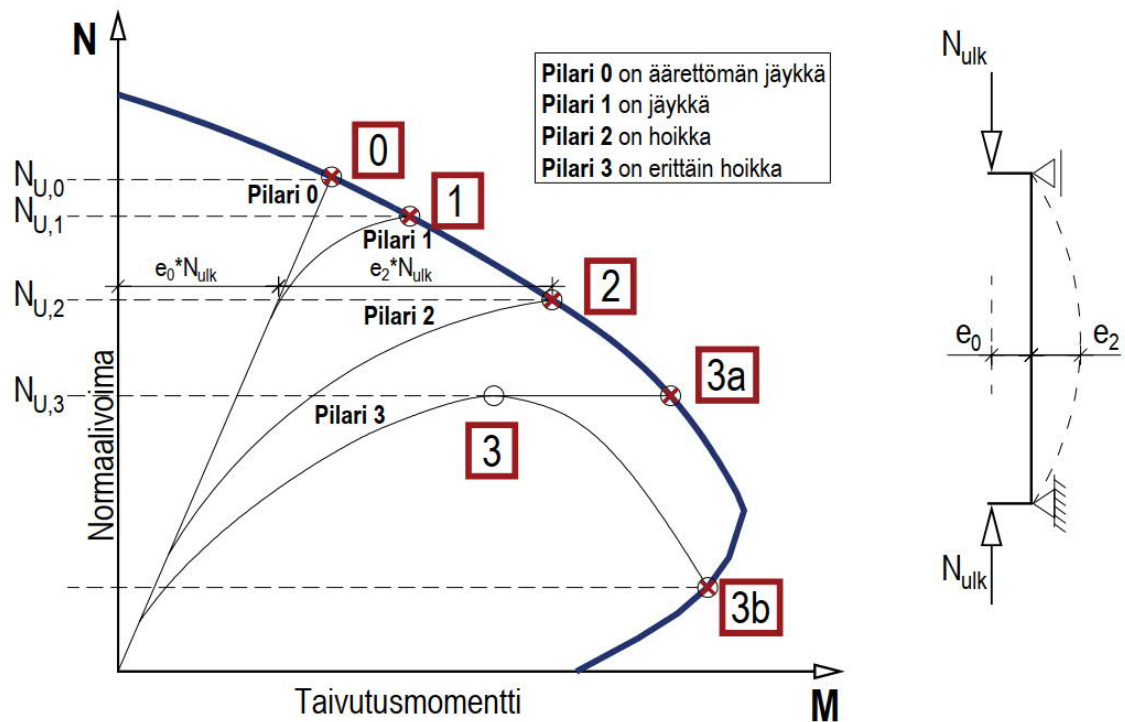
Keskeisesti kuormitetun pilarin lineaarisesti kimmoisasta materiaalista olevan tasajäykän pilarin nurjahduskuorma N_{cr} voidaan laskea taivutusjäykkyyden ja nurjahduspituuden mukaan Eulerin nurjahduskaavalla

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L_0^2} \quad (40)$$

Kaavasta nähdään, että teoreettisessa tarkastelussa pilarin nurjahduskestävyys ei lopulta ole materiaalin murtokestävyydestä riippuva. Olennaisin vaikutus nurjahduskestävyyteen on taivutusjäykkyydellä ja pilarin nurjahduspituudella.

Kuvasta 12 nähdään myös, että alhaisilla hoikkeuksilla nurjahduskuorma kasvaa äärettömyyteen – jäykkä pilari ei voi nurjahtaa. Jäykän pilarin normaalivoimakestävyys määräytyy materiaalikestävyyden mukaan.

Kuvassa 13 on esitetty pilarin hoikkeuden vaikutus epäkeskisen normaalivoiman kestävyysvaikutukseen. Normaalivoima on N_{ulk} , sen epäkeskisyys on e_0 ja toisen kertaluvun vaikutuksesta syntyvä taipuma on e_2 .



Kuva 13. Taipuman ja lisämomentin vaikutus pilarin normaalivoimakestävyyteen pilarin eri hoikkeuksilla. Muokattu Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 kuvasta 6/7 [5].

Äärettömän jäykkä pilari 0 ei taivu kuormituksesta yhtään. Sen murtokuorma $N_{U,0}$ on yhteisvaikutusdiagrammin mukainen. Jäykkä pilari 1 taipuu vähän. Taipumasta aiheutuu lisämomentti $e_2 N_{ulk}$ ja murtokuorma $N_{U,1}$ on pienempi kuin äärettömän jäykällä pilarilla. Hoikka pilari 2 taipuu enemmän ja murtokuorma $N_{U,2}$ jää vielä alemmas. Pilareilla 0, 1 ja 2 murtotapa on poikkileikkausmurto. Pilarit kestävät kasvavaa kuormitusta aina siihen asti, kun poikkileikkauksen kestävyys ylittyy. Pilari 3 on erittäin hoikka pilari. Se taipuu selvästi enemmän kuin kolme muuta pilaria. Lopulta taipumalle ei löydy tasapainoa, stabiiliteetti katoaa ja taipuma kasvaa saman kuorman alla, kunnes poikkileikkaus murtuu (piste 3a) tai kuorma alenee. Pilarin murtotapa on stabiiliteettimurto ja kuorma, jonka alla pilari lopulta menettää stabiiliteetin on pilarin nurjahduskuorma $N_{U,3}$ (piste 3). Nurjahduskuorman jälkeisille siirtymille on mahdollista löytää tasapainotila alemmalla normaalivoi-

mallalla N_{ulk} . Lopulta sivusiirtymä on kuitenkin niin suuri, että tasapaino ei ole enää mahdollinen ja poikkileikkaus murtuu taivutusmurtona (piste 3b) [5]. Pilarin esijännittämisellä voidaan vaikuttaa edullisesti etenkin hoikan pilarin taipuman e_2 suuruuteen ja näin parantaa sen normaalivoimakestävyyttä.

2.2.2 Taipuman yhteys pilarin käyristymän jakaumaan

Pilarin taipuma syntyy, kun pilariin kohdistuva kuormitus käyristää pilaripoikkileikkausta pilarin varressa ja sen kimmoviiva kaareutuu. Taipumamuoto riippuu käyristymän intensiteetin jakautumisesta pilarissa. Normaalivoimasta pilariin aiheutuva taipuma on pienin silloin kun taipuman generoiva käyristymä tapahtuu ainoastaan yhdessä pilarin pisteessä ja suurin kun pilari käyristyy saman verran koko pituudeltaan.

Taipuman v yhteys pilarin käyristymään κ voidaan esittää yhtäläisyytenä

$$\kappa = -v'' \quad (41)$$

missä v'' on taipumaa kuvaavan funktion toinen derivaatta.

Tämä yhtäläisyys on todellisuudessa likimääräinen ja perustuu kimmoviivan linearisoituun differentiaaliyhtälöön. Betonipilarin taipumiskyky ja poikkileikkauksen käyristymiskyky ovat pilarin dimensioihin nähden suhteellisen pieniä ja esitetty likimääräisyys on insinöör tarkasteluun tässä työssä riittävä [7].

Jos nivelellisesti päästään tuetun pilarin taipuman generoiva käyristyminen keskittyy pilarin keskelle yhteen pisteeseen, on pilarin taipumamuoto kolmio, jonka kärki on käyristyvässä pisteessä. Pilaria kuormittavasta normaalivoimasta ja syntyneestä taipumasta aiheutuvan taivutusmomentin jakauma M on tällöin vastaavasti kolmio.

Pilarin taipuman ja käyristymän yhteys voidaan johtaa muun muassa yksikkövoimamenetelmällä asettamalla yksikkövoima pilarin käyristymispisteeseen. Yksikkövoimasta aiheutuva taivutusmomenttijakauma \bar{M} tällöin myös kolmio, jonka huippu on yksikkövoiman kohdalla pilarin käyristymispisteessä. Olettamalla pilarin taivutusjäykkyys vakioksi EI , pilarin käyristymispisteeseen syntyvä taipuma e_2 voidaan esittää pilarin taivutusmomentin M ja yksikkövoimasta aiheutuvan taivutusmomentin \bar{M} tulon integraalina pilarin pituuden yli.

$$e_2 = \int_0^L \frac{M * \bar{M}}{EI} dx \quad (42)$$

Integraalin ratkaisu löytyy esimerkiksi Mohrin taulukoilla. Kun käyristymispiste on pilarin keskellä, integraali ratkeaa muotoon

$$e_2 = \frac{1}{EI} * \left(\frac{1}{3} * L * M * \frac{L}{4} \right) = \frac{M}{EI} * \frac{L^2}{12} \quad (43)$$

ja supistuu edelleen kaavaa 36 soveltamalla muotoon

$$e_2 = \kappa * \frac{L^2}{12} \quad (44)$$

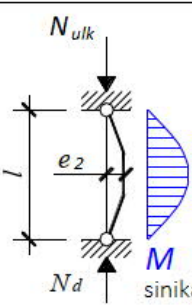
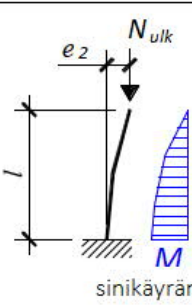
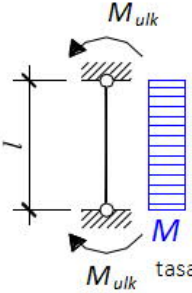
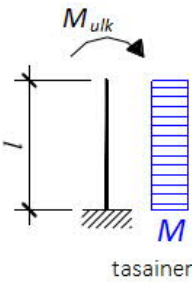
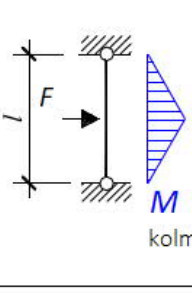
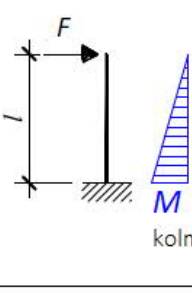
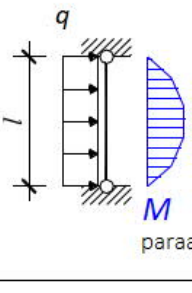
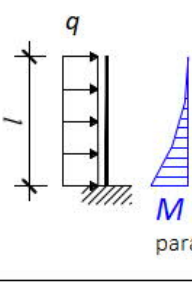
Näin ollen pilarin taipumaa vastaava käyristymä kolmion muotoisella taipumamuodolla pilarin keskellä on

$$\kappa = 12 * \frac{e_2}{L^2} \quad (45)$$

Saadussa kaavassa luku 12 on integrointivakio, joka on samalla taipuman ja käyristymän yhteyttä kuvaava käyristymiskerroin c . Käyristymiskerroin vaihtelee pilarin taivutusmomenttijakauman ja taipumamuodon mukaan. Kirjallisuudesta on löydettävissä valmiiksi määriteltäviä käyristymiskertoimia muun muassa sinimuotoiselle, paraabelin muotoiselle ja vakiolle taivutusmomenttijakaumalle. Kuvassa 14 on International Federation for Structural Concrete (fib) julkaiseman Eurokoodin Model Code 2010:n [8] kuvasta 7.3-424 poimitut eri taivutusmomenttijakaumien mukaiset integrointivakiot ja käyristymiskertoimet c , kun pilarin taivutusjäykkyys on vakio.

Kaavasta 45 voidaan päätellä, että siirtymää vastaava käyristymä on sitä pienempi, mitä pienempi käyristymiskerroin on. Jos pilarin taivutusmomentti on $e_2 N_{ulk}$, niin taipuman e_2 synnyttävä normaalivoima N_{ulk} on pienimmillään vähiten käyristyvän pilarin tapauksessa. Kuvan 14 mukaan käyristymiskerroin on pienin pilarilla, jonka momenttijakauma on vakio. Tasajäykällä pilarilla se tarkoittaa, että myös käyristymisjakauma on vakio ja kääntäen, että pilari taipuu eniten samalla normaalivoimalla verrattuna muihin jakaumata-pauksiin.

Vakiojakaumalle käyristymiskerroin on 8, mutta koska taivutusmomenttijakauma riippuu pilarin taipumasta e_2 , kerroin ei voi pitää paikkaansa enää pilarin nurjahduksen loppuvaiheessa. Eulerin nurjahdusta (kaava 40) vastaavan pilarin nurjahdusmuoto ja samalla normaalivoimasta syntyvä taivutusmomentti ja käyristymisjakauma on sinikäyrän muotoinen. Sinikäyrän muodolle käyristymiskerroin on π^2 , eli noin 9,87. Tässä työssä pilarien laskennallisessa tarkastelussa pilarin keskellä olevan tarkastelupisteen käyristymän yhteys pilarin taipumaan on lähtökohtaisesti oletettu sinikäyrän mukaiseksi.

	Päistään tuettu pilari	Mastopilari
2. kertaluvun taipuma	 $c = \pi^2$ sinikäyrän muoto	 $c = \pi^2$ sinikäyrän muoto
taivutusmomentti pilarin päissä	 $c = 8$ tasainen jakauma	 $c = 8$ tasainen jakauma
pistekuorma pilarin keskellä	 $c = 12$ kolmiojakauma	 $c = 12$ kolmiojakauma
tasainen kuorma	 $c = 9,6$ paraabeli	 $c = 16$ paraabeli

Kuva 14. Fib:n Eurokoodin Model Codesta 2010 [8] poimitut taivutusmomenttijakaumien mukaiset integrointivakiot ja käyristymiskertoimet c , kun pilarin taivutusjäykkyys on vakio.

Pilarin käyristymisjakaumaan vaikuttaa taivutusmomenttijakauman ohella myös pilarin taivutusjäykkyysjakauma. Pilarin taivutusjäykkyys muuttuu muun muassa taivutusmomentin, halkeilun ja esijännityksen vaikutuksesta. Pilarin halkeillessa halkeilu ei ala samaan aikaan koko pilarissa, vaan suurimman taivutusmomentin kohdalta. Halkeilu ei näin vaikuta pilarin taivutusjäykkyyteen koko pilarin pituudella. Esijännitetyssä pilarissa

taivutusjäykkyyttä ja halkeilukestävyyttä parantavan jännevoiman on ankkuroiduttava pilarin betoniin, että jännevoima siirtyy. Pilarin päissä ei ole täyttä jännevoimaa jännevoiman ankkuroitumismatkalla, kuten ei myöskään jatkettun pilarin jatkoksen kohdalla.

Jännevoiman siirtyminen pilariin

Jotta jännevoima vaikuttaa poikkileikkauksessa, on punosten kyettävä siirtämään jännevoima betoniin. Esijännitetyissä rakenteissa punoksilla ei käytetä ankkurikappaleita. Jännevoima siirtyy punoksilta pilarin puristukseksi punosten ja betonin välisellä tartunnalla f_{bpt} . Siirtoon tarvittava siirtymäpituus l_{pt} määritetään Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 mukaan kaavalla

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (46)$$

missä α_1 on jännevoiman siirron nopeuden huomioiva kerroin (1,0 hidas; 1,25 nopea)

α_2 on jänneteräksen muodon huomioiva kerroin (0,25 pyöreä; 0,19 punos)

ϕ on jänneteräksen nimellishalkaisija

σ_{pm0} on punoksen jännitys

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd} \text{ on tartuntalujuus} \quad (47)$$

η_{p1} on jänneteräksen tyypin huomioiva kerroin (2,7 kuvioitu lanka; 3,2 punos)

η_1 on tartuntaolosuhteet huomioiva kerroin (1,0 hyvät; 0,7 muuten)

Pilarin jännevoima on siirtymäpituudella alempi kuin muualla ja jännevoiman taivutusjäykkyyttä lisäävä vaikutus näin ollen pienempi.

Siirtymäpituutta voidaan hahmottaa esimerkiksi: kun betonilujuus on C40/50, punoksen nimellishalkaisija 12,5 mm ja esijännitys 1100 MPa, on jännevoiman siirtymäpituus vetolujuuden ominaisarvolla $f_{ctk,0,05}$ (=2,5 MPa) laskettuna

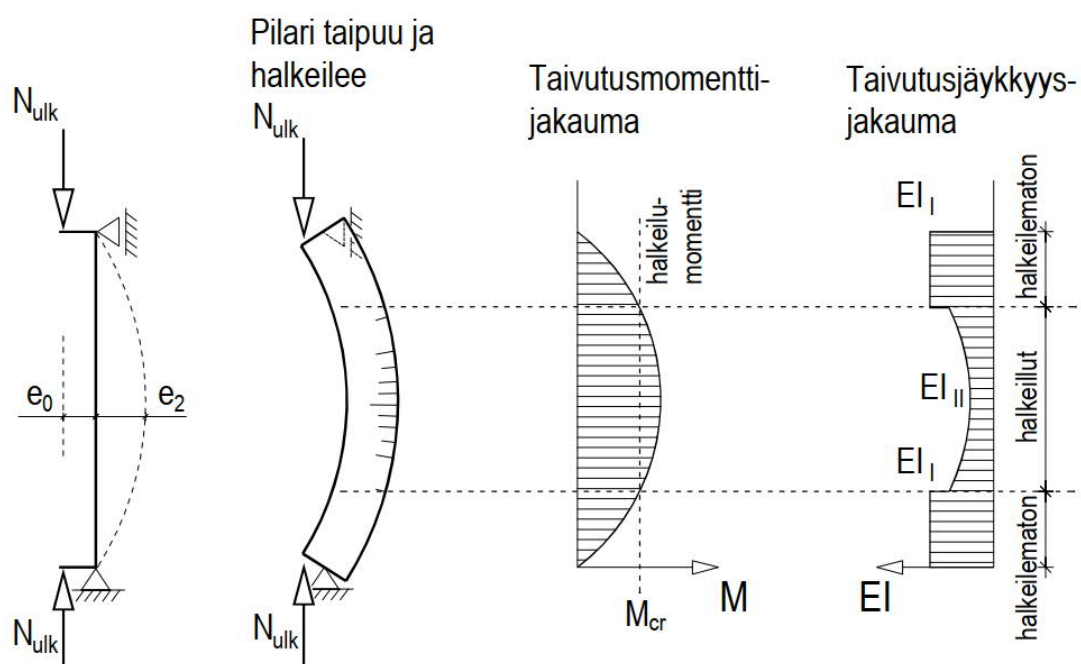
$$l_{pt,1100MPa} = 1,0 * 0,19 * 12,5 \text{ mm} * 1100 \text{ MPa} / (3,2 * 1,0 * 2,5 \text{ MPa}) = 326 \text{ mm}$$

Siirtymäpituus ei pilarirakenteiden tyypilliseen poikkileikkaukseen nähden ole kovin suuri, mutta muun muassa suurimman taivutusmomentin kohdalle osuvan pistemäisen taivutusjäykkyuden heikennyksen vaikutus voi olla pilarin taipuman kannalta merkittävä.

Pilarin jännevoimattoman pään ja liitosalueen taivutusjäykkyys vaikuttaa myös liitososien ja liittyvien rakenteiden jäykkyys.

Pilarin halkeilu ja vetojäykistysvaikutus

Pilari halkeilee ensimmäisenä suurimman taivutusmomentin kohdalla, kun poikkileikkauksen muodonmuutostila ylittää betonin murtovenymän ε_{ctu} . Taivutusmomentin kasvaessa poikkileikkauksen halkeilumomentti ylittyy laajemmalla alueella pilarissa. Pilari jakautuu halkeilleeseen ja halkeilemattomaan alueeseen, joiden taivutusjäykkyyden poikkeavat toisistaan. Kuvassa 15 on havainnollistettu taivutetun sauvan halkeilun vaikutusta sauvan taivutusjäykkyyden jakautumiseen.



Kuva 15. Pilarin halkeillessa sen taivutusjäykkyydenjakauma muuttuu. Halkeilleella alueella jäykkyys on pienempi kuin halkeilemattomalla.

Halkeaman kohdalla betonissa ei ole vetojännitystä ja kaikki halkeaman ylittävät veto-voimat kulkevat jännepunosten tai vetorausoituksen kautta. Tartunnan vaikutuksesta halkeamien välillä betonissa on vetojännityksiä, jolloin betonin ottaessa osan poikkileikkauksen kokonaisvoimasta terästen vetojännitys ja venymä jää pienemmäksi kuin halkeaman kohdalla. Tällöin myös taivutusmomenttia vastaava käyritymä on pienempi ja pilarin taivutusjäykkyys halkeamien välillä suurempi. Tästä syystä teräsbetonirakenteen taivutusjäykkyys on aina suurempi kuin pienin taivutusjäykkyys halkeaman kohdalla. Tätä kutsutaan vetojäykistysvaikutukseksi [1].

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 vetojäykistysvaikutuksen huomioimiseksi esitetään menetelmä, jossa vetojäykistysvaikutuksen alainen tarkasteltava siirtymä- tai muodonmuutosparametri α määritetään halkeiluastetta kuvaavan jakaumakertoimen ζ avulla [2].

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (48)$$

tai

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (49)$$

missä β on kuormituksen keston ja toistuvuuden huomioiva kerroin

= 1,0 yksittäinen lyhyt kestoinen kuormitus,

= 0,5 toistuva tai pitkäaikainen kuormitus.

σ_{sr} on vetorausituksen jännitys haljenneessa tilassa ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä.

σ_s on vetorausituksen jännitys kuormitushistorian suurimmalla kuormalla.

M_{cr} on halkeilumomentti.

$M_{Ek,max}$ on kuormitushistorian suurin momentti (ominaisarvo).

Vetojäykistysvaikutuksen sisältävä muodonmuutos- tai siirtymäparametri α (esim. käyristymä tai taipuma) on interpolaatio halkeilleen poikkileikkauksen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen välillä.

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (50)$$

missä α on tarkasteltava muodonmuutos- tai siirtymäparametri, kuten venymä, kaarevuus, käyristymä, taipuma.

α_I on tarkasteltavan parametrin arvo halkeilemattoman tilan mukaan laskettuna.

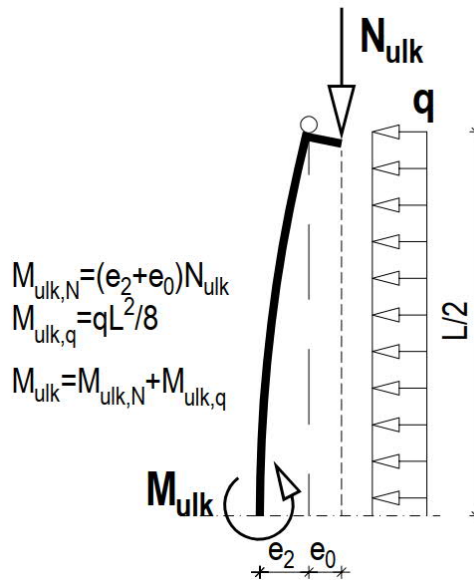
α_{II} on tarkasteltavan parametrin arvo kuormitushistoriassa eniten halkeilleen tilan mukaan laskettuna.

Vetojäykistysvaikutus on pilarin kestävyys kannalta edullinen ja se voidaan jättää aina yksinkertaistamisen vuoksi huomioimatta [2].

Tässä työssä tehdyssä laskennallisessa tarkastelussa halkeilun jakautumista ja vetojäykistysvaikutusta ei ole otettu huomioon ja niiden nurjahduskoetuloksiin vaikutuksen tarkempi selvittäminen on rajattu työn ulkopuolelle.

3. PILARIN SIIRTYMÄPERUSTAINEN LASKENTAMENETELMÄ

Siirtymäperustainen laskentamenetelmä perustuu sisäisten ja ulkoisten voimien tasapainoon, sekä pilarin taipuman ja käyristymän väliseen yhteyteen.



Kuva 16. Pilarin ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} epäkeskisyydestä päistään vapaasti tuetun pilarin keskelle aiheutua taivutusmomentti $M_{ulk,N}$ ja pilarin tasaisesta vaakakuormasta q pilarin keskelle aiheutuva ulkoinen taivutusmomentti $M_{ulk,q}$.

Kun päistään vapaasti tuettuun L pituiseen pilariin kohdistuu ulkoinen normaalivoima N_{ulk} epäkeskisyydellä e_0 ja tasainen vaakakuorma q , epäkeskisestä ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuu pilariin ulkoinen taivutusmomentti $M_{ulk,0,N} = e_0 N_{ulk}$ ja vaakakuormasta q ulkoinen taivutusmomentti, joka pilarin keskellä on $M_{ulk,q} = qL^2/8$. Pilari taipuu ja ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} epäkeskisyyden ja epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti kasvavat kunnes tasapaino löytyy lisätaipuman arvolla e_2 . Lisätaipuma e_2 on pilarin toisen kertaluvun taipuma ja pilarin ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva taivutusmomentti on sitä vastaavassa tasapainotilassa $M_{ulk,N} = (e_2 + e_0)N_{ulk}$. Pilarin ulkoinen taivutusmomentti on kuvan 16 mukaisesti $M_{ulk} = M_{ulk,N} + M_{ulk,q}$.

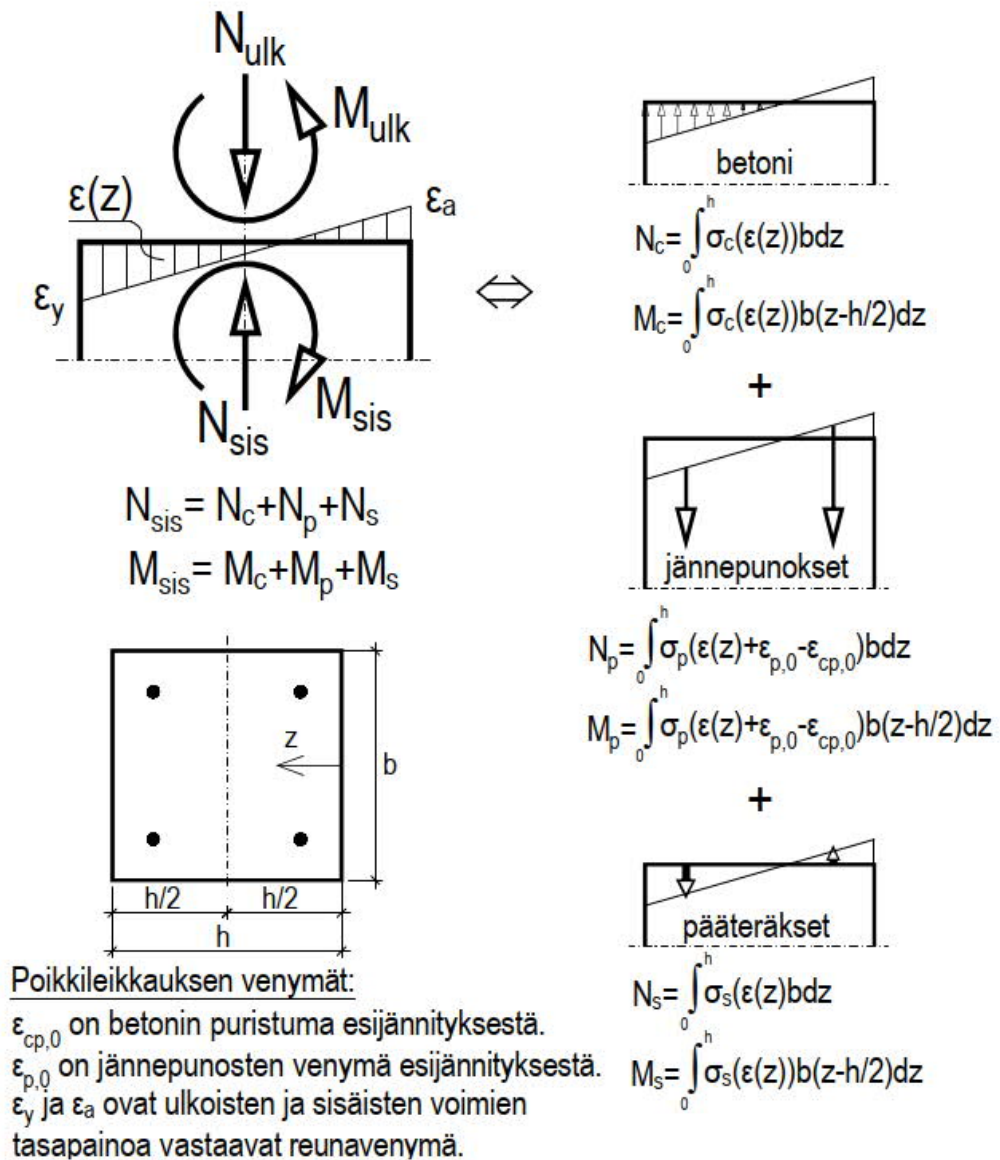
Taipumaa e_2 vastaa poikkileikkauksen käyristymä κ . Taipuman ja käyristymän yhteyttä on käsitelty kohdassa 2.2.2. Se määrittää poikkileikkauksen reunavenymien ε_y ja ε_a välisen yhteyden, joka on h korkuisella poikkileikkauksella

$$\varepsilon_a = \varepsilon_y + \kappa h \quad (51)$$

Siirtymäperustaisessa laskennassa pilarin suurin normaalivoima N_U ratkaistaan toisen kertaluvun taipumaa e_2 varioimalla. Pilarille asetetaan taipuma e_2 ja ratkaistaan sitä vastaavan käyristymän mukaisen muodonmuutostilan sisäiset normaalivoima N_{sis} ja momentti M_{sis} niin, että ne ovat yhtä suuret kuin ulkoiset normaalivoima N_{ulk} ja momentti M_{ulk} . Nämä reunaehdot voidaan yhdistää ulkoisten ja sisäisten voimien yhtäsuuruuden perusteella yhtälöksi

$$M_{sis} = (e_0 + e_2)N_{sis} + M_{ulk,q} \quad (52)$$

Kuvassa 17 on havainnollistettu ulkoisten ja sisäisten voimien keskinäistä yhteyttä.



Kuva 17. Ulkoisten ja sisäisten voimien keskinäinen yhteys.

Muodonmuutostilan funktio poikkileikkauksen yli on

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_y + \kappa(h - z) \quad (53)$$

Tämän muodonmuutosfunktion mukaiset sisäinen normaalivoima ja momentti ovat

$$N_{sis} = \int_0^h \sigma(\varepsilon(z)) b dz \quad (54)$$

$$M_{sis} = \int_0^h \sigma(\varepsilon(z)) b (PK - z) dz \quad (55)$$

missä h on poikkileikkauksen korkeus

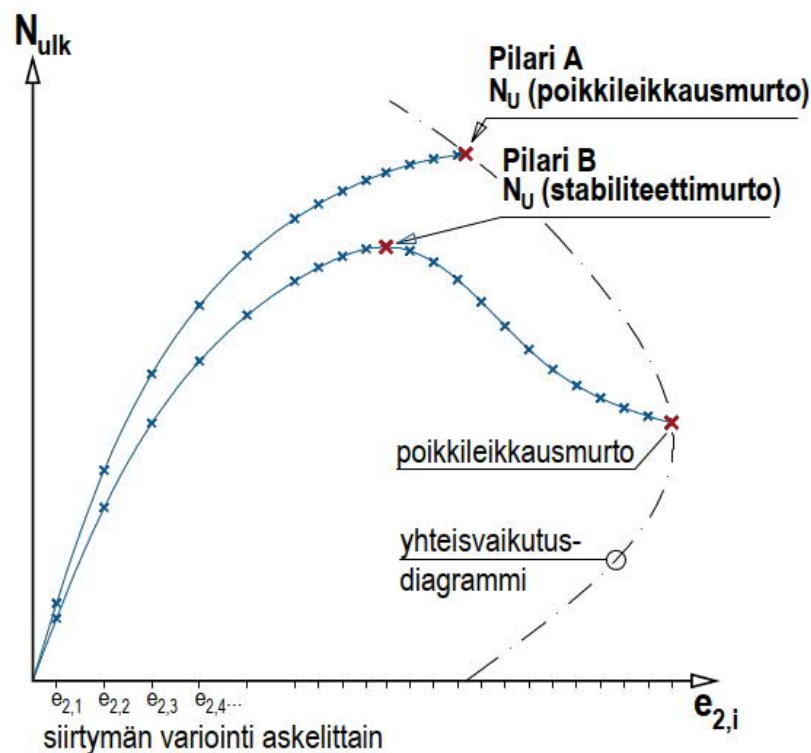
b on poikkileikkauksen leveys

PK on poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys pilarin reunasta

z on tarkastelukorkeus poikkileikkauksen reunasta lukien

Taipumaa e_2 vastaava poikkileikkauksen muodonmuutostila selviää ratkaisemalla reu-
navenymä ε_y , joka toteuttaa yhtälön 52. Pilarin taipumaa e_2 vastaava normaalivoima
 $N_{ulk} = N_{sis}$.

Taipumaa e varioidaan, kunnes löydetään pilarin suurin mahdollinen normaalivoima N_U .
Tätä on havainnollistettu kuvassa 18.



Kuva 18. Pilarin suurimman normaalivoiman N_U ratkaiseminen siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä taipumaa e_2 varioimalla.

Koska laskentamenetelmä perustuu siirtymän ja poikkileikkauksen muodonmuutostilan väliseen yhteyteen, sillä löydetään pilarin normaalivoimamaksimi N_U sekä stabiliteettimurrossa että poikkileikkausmurrossa. Lisäksi kun ulkoiset ja sisäiset voimat tunnetaan, laskentamenetelmän soveltaminen teräsbetonipilarin lisäksi jännebetonipilarin laskentaan on selkeää.

Siirtymäperustaisen laskentamenetelmän soveltaminen laskennallisessa tarkastelussa

Tässä työssä siirtymäperustaista laskentaa sovellittiin nurjahduskokeessa kuormitettavien pilarien laskennalliseen tarkasteluun. Nurjahduskokeessa tutkittiin pilarin stabiliteettimurtoa. Tulosten perusteella ei voida vetää johtopäätöksiä laskennan soveltuvuudesta poikkileikkausmurron tapauksessa.

Laskennallisessa tarkastelussa pilarin taipuman ja käyristymän yhteyttä kuvaava käyristymiskerroin oletettiin lähtökohtaisesti sinikäyrän muotoisen taipuman mukaiseksi ($c=\pi^2$). Myös muiden käyristymiskerrointen vaikutusta laskentatuloksiin vertailtiin. Taipuman ja käyristymän yhteyttä on käsitelty kohdassa 2.2.2 ja laskennallisen tarkastelun tuloksia ja nurjahduskokeen tuloksia on esitetty kohdissa 5.5 ja 5.6.

Pilareille käytetyt materiaalmallit olivat kohdassa 2.1.1 esitetyn mukaisia. Materiaalimallien ja pilarien lähtötiedot on esitetty kohdassa 4.4.

4. NURJAHDUSKOE

Tampereen yliopiston Rakennushallissa järjestettiin 25.1.-13.2.2019 välisenä aikana nurjahduskoe, jossa kuormitettiin 8 esijännitettyä pilaria ja 8 teräsbetonipilaria. Pilarien koko ja rakenne valittiin niin, että niiden suuruusluokka oli todellisia rakenteita vastaava ja nurjahdus tapahtui likimäärin samalla kuormalla pilarin rakenteesta riippumatta. Puolet esijännitetyistä pilareista ja puolet teräsbetonipilareista oli yksimittaisia ja puolet jatkettuja. Jatketuilla pilareilla jatkos oli pilarin keskellä. Sillä pyrittiin kuvaamaan muun muassa mastopilarin tapausta, jossa suurin taivutusmomentti osuu jännevoimattoman jatkoksen kohdalle. Pilarien pituus oli 10 metriä.

Nurjahduskokeen ensisijaisena tavoitteena oli kerätä mittaustietoa esijännitetyn pilarin ja teräsbetonipilarin toiminnasta kuormitettaessa pilari nurjahdukseen asti. Kerätyn mittaustiedon tarkoituksena on lisätä tietoa ja ymmärrystä hoikan pilarin käyttäytymisestä sekä toimia siirtymäperustaisen laskentamenetelmän soveltuvuuden arviointia ja kehitystyötä tukevana aineistona.

4.1 Nurjahduskoejärjestelyt

Nurjahduskokeessa pilarit tuettiin yksi kerrallaan pilarin kuormittamista varten rakennetun kuormituskehän sisään. Kuormituskehässä pilari lepäsi vaaka-asennossa rullatukien varassa ja pilaria kuormitettiin normaalivoimaa lisäämällä, kunnes pilari nurjahti. Pilarien nurjahdus tapahtui alaspäin kohti lattiaa. Pilarin toimintaa kuormituksen aikana mitattiin kuormitusasento huomioiden pilarin ylä- ja alapinnalta useassa mittauspisteestä. Pilarin nurjahtaessa yläpinta oli puristettu ja alapinta vedetty.

4.1.1 Pilarien rakennemallit nurjahduskokeessa

Pilarien kuormitukset tehtiin ulkoista normaalivoimaa N_{ulk} kasvattamalla, kunnes pilari nurjahti. Kaikki pilarit kuormitettiin vaaka-asennossa, jolloin pilarin oma paino g vaikutti pilariin vaakakuormana. Normaalivoiman N_{ulk} epäkeskisyys $e_{0,1}$ ja $e_{0,2}$ pilarin molemmissa päissä oli noin 20 mm. Puolet pilareista kuormitettiin pelkästään normaalivoimaa N_{ulk} kasvattamalla ja puolella pilareista pilariin kohdistuvaa taivutusmomenttia kasvatettiin asettamalla pilarin keskelle lisävaakakuorma F .

Kuormitustapoja oli yhteensä kaksi:

- **Kuormitustapa 1:** Epäkeskinen normaalivoima N_{ulk} kuorma
- **Kuormitustapa 2:** Epäkeskinen normaalivoima kuorma N_{ulk} ja lisävaakakuorma F pilarin keskellä.

Lisävaakakuorma F oli 3,9 kN ja se toteutettiin kahdella 1,95 kN:n teräspunnuksella. Punnusten väli oli 550 mm ja ne lisättiin pilariin, kun normaalivoima N_{ulk} oli nostettu 200 kN:iin. Lisävaakakuorman asettamisen jälkeen pilarin kuormitusta jatkettiin normaalivoimaa N_{ulk} lisäämällä, kunnes pilari nurjahti.

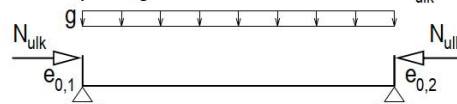
Kuvassa 19 on esitetty pilarien rakennemallit nurjahduskokeessa. Kun yksimittaiset ja jatkettut pilarit huomioidaan erillisinä rakennemalleina, kuormitettuja rakennemalleja oli esijännitetylle pilarille ja teräsbetonipilarille kummallekin neljä.

RAKENNEMALLI 1

KUORMITUSTAPA 1

Yksimittainen pilari.

Omapaino g + ulkoinen normaalivoima N_{ulk}



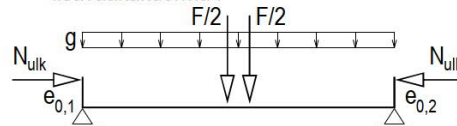
RAKENNEMALLI 2

KUORMITUSTAPA 2

Yksimittainen pilari.

Omapaino g + ulkoinen normaalivoima N_{ulk}

+ lisävaakakuorma F

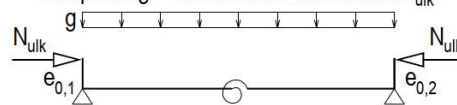


RAKENNEMALLI 3

KUORMITUSTAPA 1

Jatkettu pilari.

Omapaino g + ulkoinen normaalivoima N_{ulk}



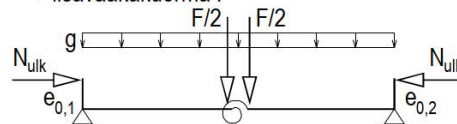
RAKENNEMALLI 4

KUORMITUSTAPA 2

Jatkettu pilari.

Omapaino g + ulkoinen normaalivoima N_{ulk}

+ lisävaakakuorma F

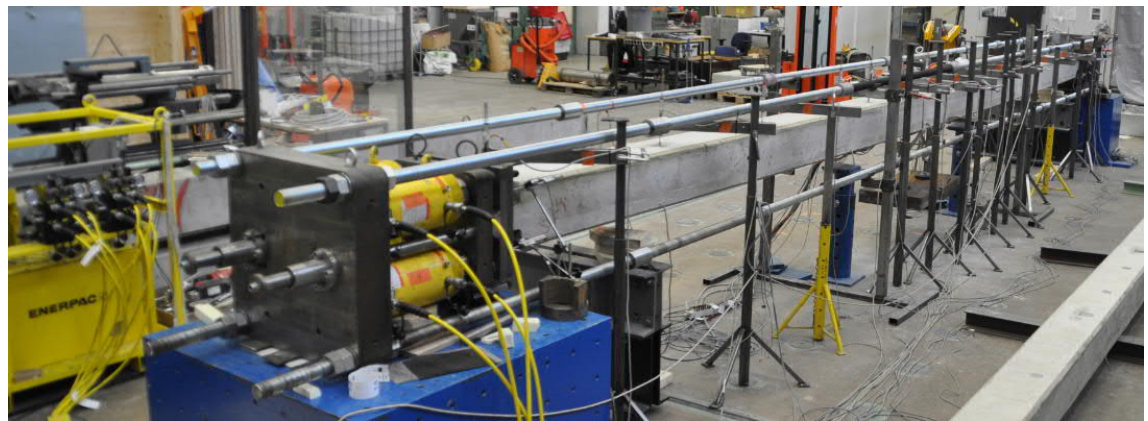
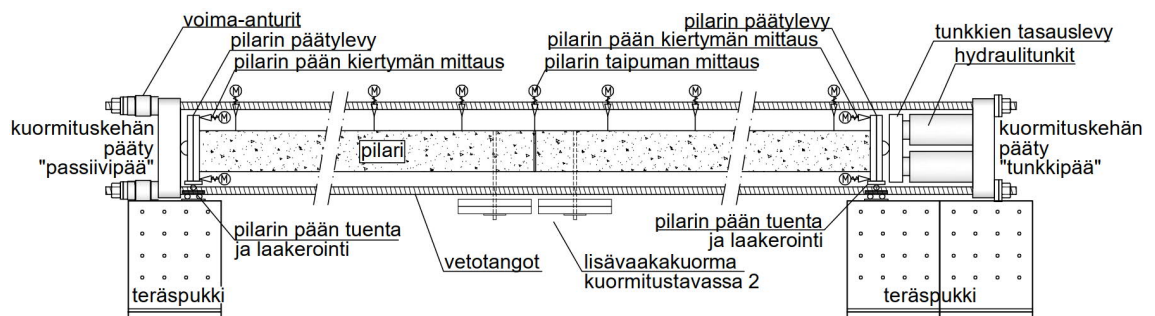


Kuva 19. Nurjahduskokeen rakennemallit. Kuormitustavat 1 ja 2 yksimittaiselle ja jatkettulle pilarityypille.

Pilarin omasta painosta aiheutui pilarin keskelle noin 25 kNm:n taivutusmomentti ja lisävaakavoimasta noin 10 kNm:n taivutusmomentti.

4.1.2 Kuormituskehä ja pilarin kuormittaminen

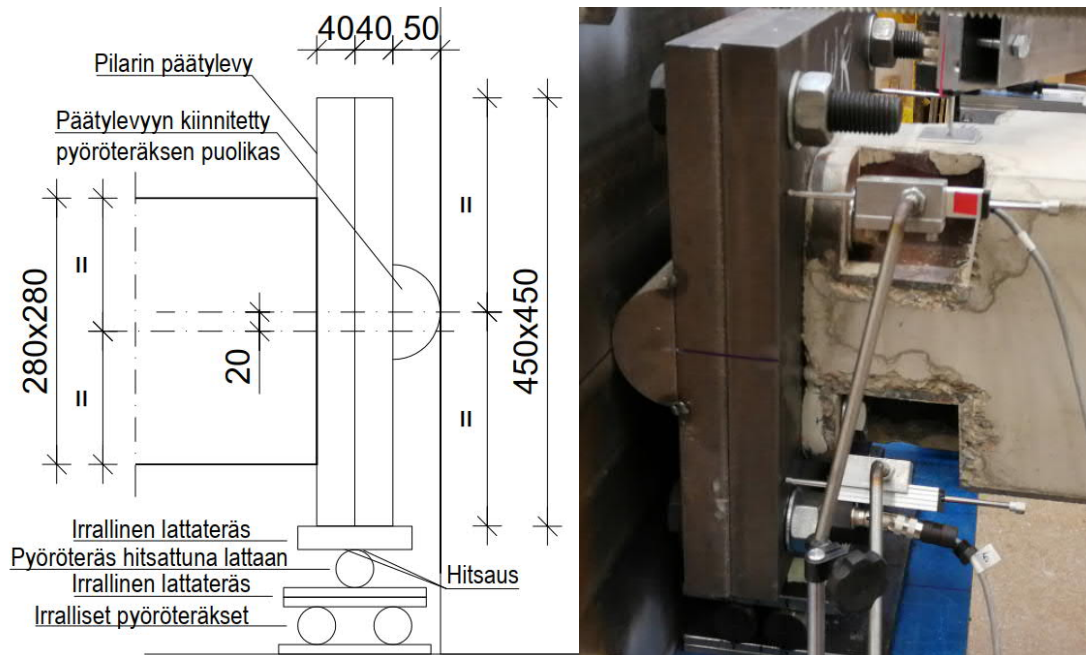
Kuormituskehä rakennettiin kahdesta 680x680x148 teräslevystä, jotka kytkettiin nurkistaan toisiinsa 11 metriä pitkällä M52 (8.8) kierretangoista kootuilla vetotangoilla. Vetotangoja koottiin 1 ja 2 metrin pätkistä liittämällä ne yhteen sisäkierrehylsyillä. Kuormituskehä on esitetty kuvassa 20.



Kuva 20. Nurjahduskokeen kuormituskehä.

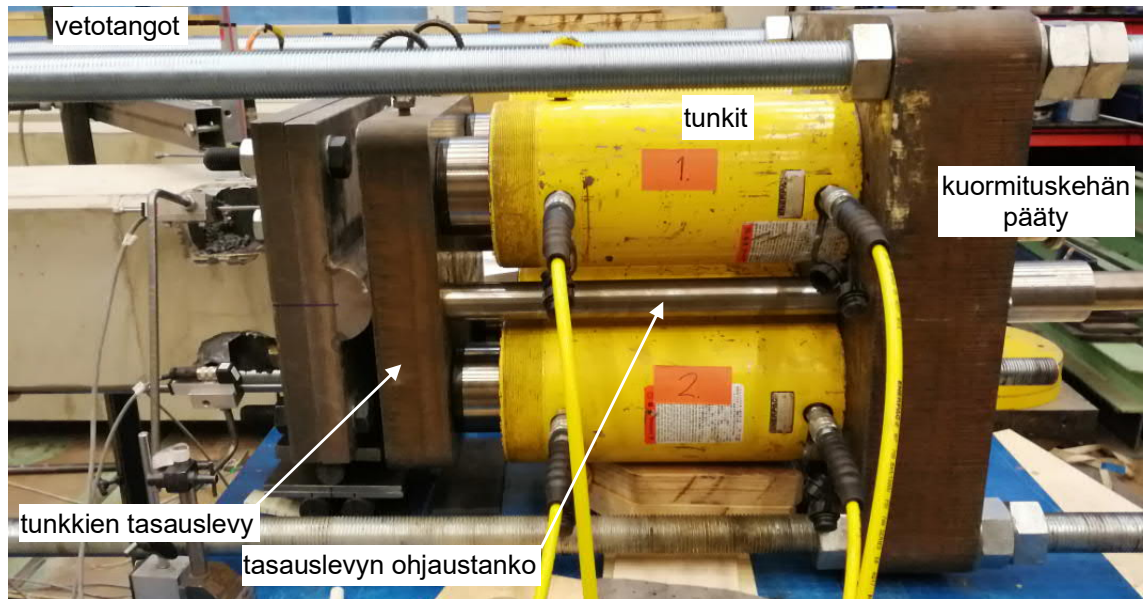
Kuormitettava pilari tuettiin päistään nivelellisesti kuormituskehän sisään. Tuenta toteutettiin päätylevyillä, joihin pilari kiinnitettiin M30 ruuveilla. Päätylevyt koostuivat kahdesta yhteen kiinnitetystä 450x450x40 (S355) teräslevystä. Sisemmässä levyssä oli sisäkier-

teelliset reiät pilarin kiinnitystä varten ja ulomman levyn keskellä oli pilarin päätyyn nähden poikkisuunnassa koko levyn leveydellä halkaistun 100 mm:n pyöröteräksen puolikas. Pyöröteräs mahdollisti pilarin pään kiertymän tuettaessa se kuormituskehän päätyä vasten. Pystysuunnassa pilari tuettiin aksiaalisen liikkeen sallivien nivelellisten rullattukien päälle päätylevyjen reunan varaan. Kuormituskehässä pilariin tuotettu ulkoinen normaalivoima N_{ulk} välittyi pilariin päätylevyjen pyöröterästen kautta. Normaalivoiman noin 20 mm:n epäkeskisyydet $e_{0,1}$ ja $e_{0,2}$ pilarin päissä toteutettiin kiinnittämällä pilari päätylevyyn epäkeskisesti. Pilarin pään tuentaa on havainnollistettu kuvassa 21.



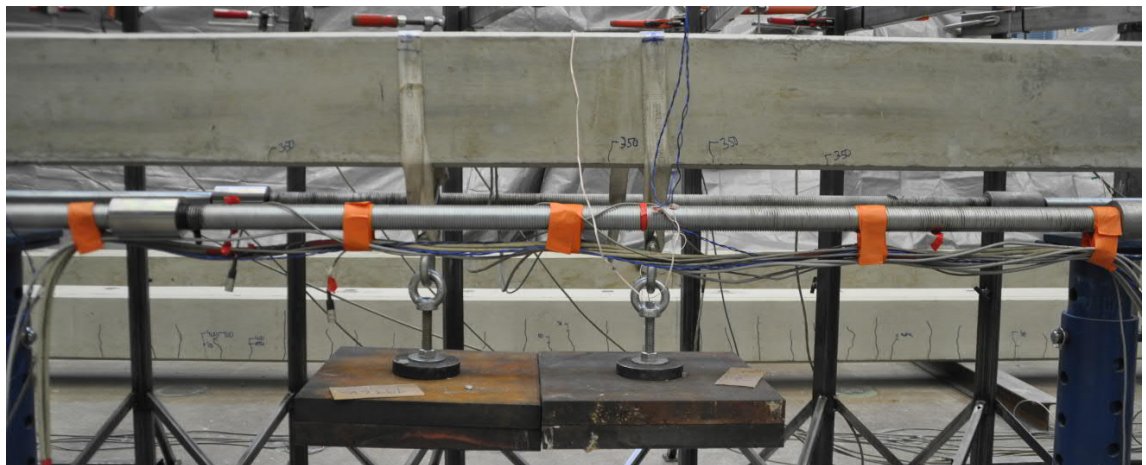
Kuva 21. Pilarin pään tuenta nurjahduskokeessa. Valokuvassa näkyy myös pilarin pään kiertymän mittaamiseen käytettyjä siirtymäantureita.

Nurjahduskokeessa pilarin ulkoinen normaalivoima N_{ulk} tuotettiin neljällä hydraulitunkilla. Tunkit kiinnitettiin kuormituskehän päätyyn ja sylinterien liikkeen tasaamiseksi tunkkien ja pilarin väliin laitettiin kahden pyöröteräksisen luistotuellisen ohjaustangon varassa kulkeva 460x460x87 teräksinen tasauslevy. Kuormituskehän tunkkipään järjestely on esitetty kuvassa 22. Tunkien tuottamaa voimaa ohjattiin tietokoneohjelmalla, joka seurasi aktiivisesti tunkkien painetta ja sääti tunkkien sylinteriliikettä sen mukaan.



Kuva 22. Kuormituskehän tunkkipään järjestely.

Pilariin kohdistettu normaalivoima N_{ulk} toteutettiin puristamalla pilaria tunkeilla kuormituskehän toista päätyä vasten. Kuormituksesta ja vetotankojen venymästä aiheutuvaa päätyjen mahdollista liikettä laakeroitiin kahdella päätylevyjen alle asetetulla noin 5 mm paksulla akryylilevyllä. Lisävaakakuorma F toteutettiin kahdella kuvassa 23 esitetyllä teräslevypakoista kootulla punnuksilla. Niiden punnituspainot olivat 199,6 kg ja 198,7 kg ja ne ripustettiin pilarin keskelle kuormaliinoilla noin 550 mm etäisyydelle toisistaan. Punnuksot huomioitiin pilariin 1,95 kN pistekuormina $F/2$.



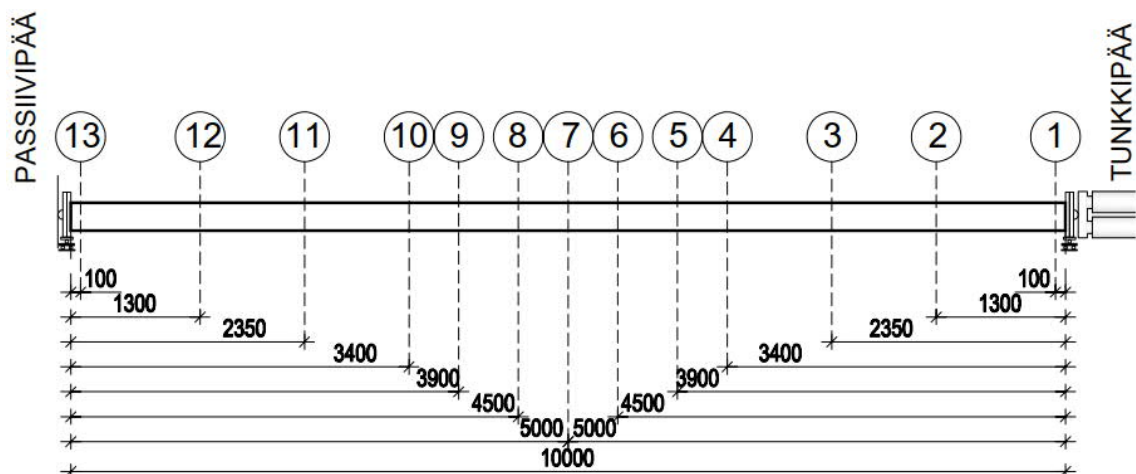
Kuva 23. Nurjahduskokeen lisävaakakuorma F toteutettiin kahdella teräslevypakoista kootulla punnuksella.

Kuormituskehä perustettiin kahden teräspukin päälle, joiden päälle myös pilarin päät tuettiin. Pilarin tunkkien puoleisesta päästä käytetään tässä työssä nimitystä "tunkkipää" ja vastakkaisesta päästä "passiivipää". Pilarin nurjahduksen jälkeinen mahdollinen lattialle

putoaminen estettiin varmistuspukeilla. Vetotankojen roikkumista pienillä kuormilla ehkäistiin tukemalla tankoja tuentapukeilla noin jännevälän kolmannespisteistä.

4.1.3 Nurjahduskokeen aikaiset mittaukset ja mittalaitteet

Pilarin taipuman kehittymistä mitattiin 13 mittauspisteessä. Pilarin ylä- ja alapinnan venymiä mitattiin yksimittaisilla pilareilla 5 mittauspisteessä ja jatketuilla pilareilla 8 mittauspisteessä. Lisäksi mitattiin pilariin tuotettua normaalivoimaa N_{ulk} . Kaikki mittauslaitteet olivat elektronisia ja niiden tuottaman mittaustiedon tallennustiheys oli sekunti tai kymmenesosasekunti. Osalla pilareista normaalivoiman mittausta tehtiin sekunnin tallennustiheydellä. Kaikki muut mittaukset olivat kymmenesosasekunnin tiheydellä. Pilarien mittauspisteet on esitetty kuvassa 24.

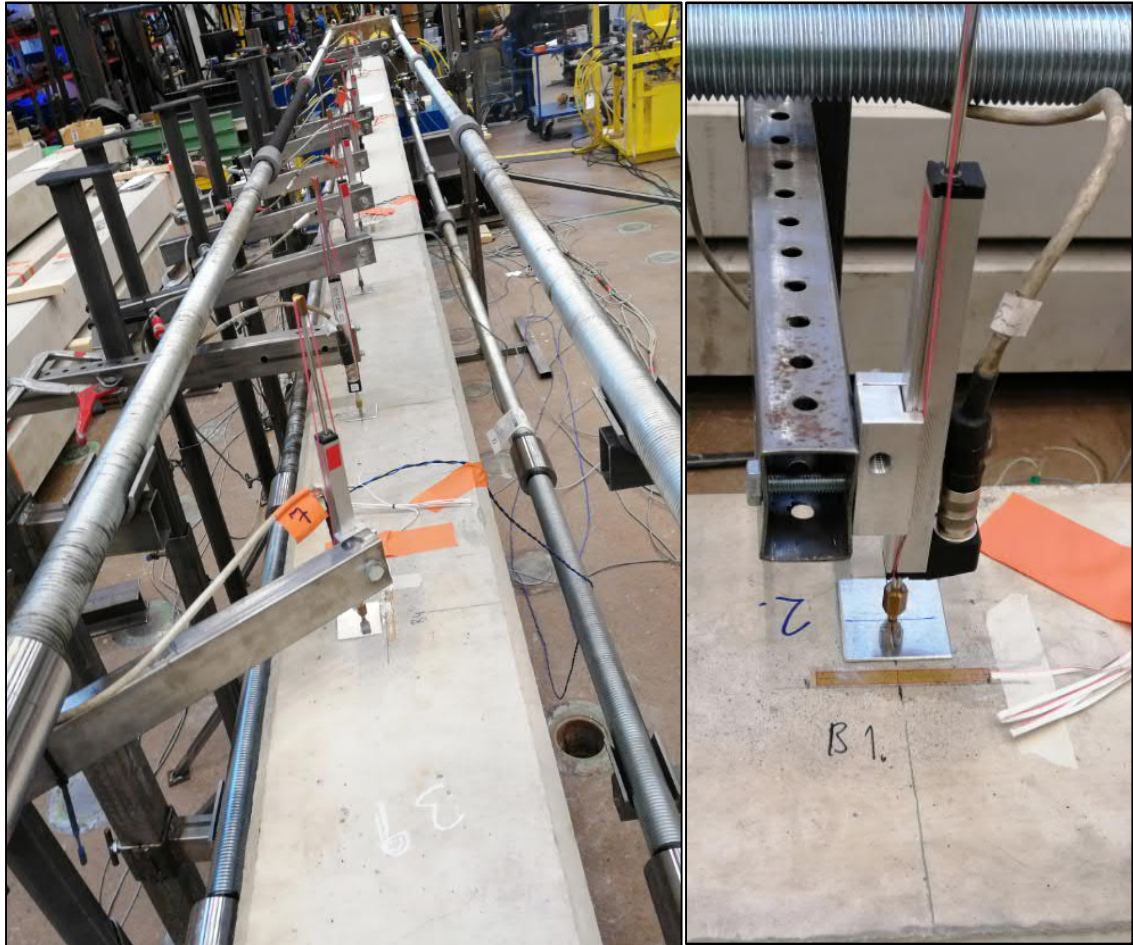


Kuva 24. Pilarien mittauspisteet.

Pilarin toimintaa mittaavien laitteiden mittausrakenteen määrittäminen oli muun muassa pilarien siirtelystä, nostelusta ja kutistumista johtuen hankalaa ja sisälsi aina jonkin epä-määräisyystekijän vaikutuksen. Kaikki mittalaitteet nollattiin pilarin kuormituskehään asettamisen jälkeen ennen kuormituksen aloitusta, kun pilari lepäsi vapaasti omalla painollaan kuormituskehässä. Mittalaitteilla mitattiin näin taipuman ja venymien kehittymistä kuormituksen alusta. Pilarin omasta painosta syntyvän alkutaipuman ja normaalivoiman alkuepäkeskisyyden määrittäminen on esitetty kohdassa 4.3.3 ja pilarin venymien alkuarvojen määrittäminen kohdissa 4.5 ja 4.6. Venymämittauksen alkuarvot päädyttiin määrittämään laskennallisesti.

Pilarin taipuma

Pilarien taipumaa mitattiin kaikista 13 mittauspisteessä siirtymäantureilla kohtisuoraan pilarin yläpinnalta. Mittauspisteissä pilarin pinta tasoitettiin siirtymäanturin kosketuspisteessä liimaamalla pilarin pinnalle alumiinilevy. Siirtymäanturit olivat Novotechnik TS-150 ja LWH-0300, joiden liikevarat olivat 150 mm ja 300 mm. Siirtymäanturit sijoitettiin mittauspisteisiin niiden liikevara huomioiden niin, että suuremman liikevaran anturit olivat pilarin keskialueella. Siirtymäanturijärjestely pilarin pinnalla on esitetty kuvassa 25.



Kuva 25. Pilarin taipumaa mitattiin kaikissa 13 mittauspisteessä siirtymäantureilla. Pilarin pinta tasoitettiin siirtymäanturien kosketuspisteissä liimaamalla pilarin pintaan alumiinilevy.

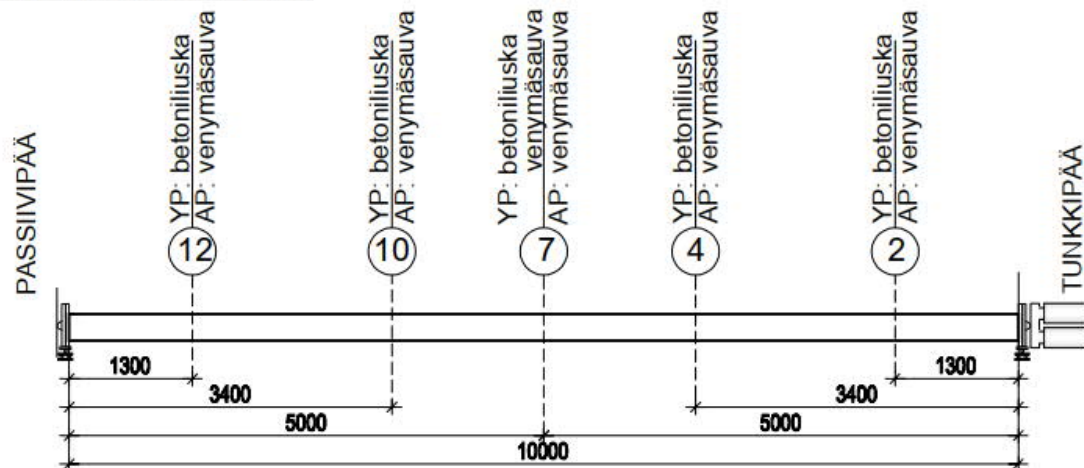
Pilarin ylä- ja alapinnan venymät

Pilarin ylä- ja alapinnan venymiä mitattiin poikkileikkauksen muodonmuutostilan selvittämiseksi betoniliuskoilla ja venymäsauvoilla.

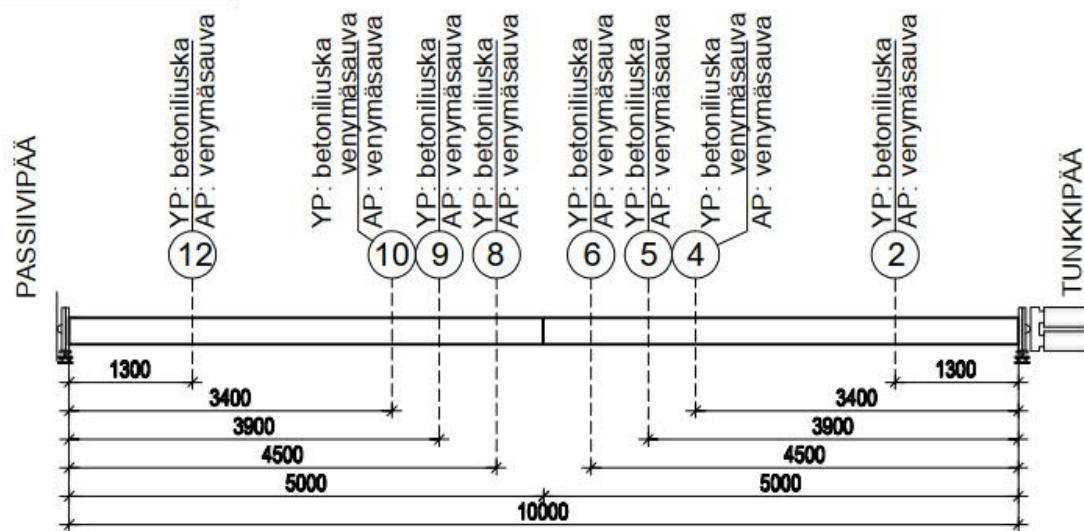
Ylä- ja alapinnan venymiä mitattiin yksimittaisilla pilareilla mittauspisteissä 2, 4, 7, 10 ja 12; ja jatketuilla pilareilla mittauspisteissä 2, 4, 5, 6, 8, 9, 10 ja 12. Pilarin yläpinnan venymää mitattiin kaikissa venymämittauspisteissä pilarin yläpinnalta betoniliuskoilla ja

lisäksi yksimittaisilla pilareilla mittauspisteessä 7 ja jatketuilla pilareilla mittauspisteissä 4 ja 10 myös yläpinnan jännepunosten tai pääterästen tasosta venymäsauvoilla. Pilarin alapinnan venymää mitattiin kaikissa venymämittauspisteissä alapinnan jännepunosten tai pääterästen tasosta venymäsauvoilla. Kuvassa 26 on pilarien venymämittauskaavio.

YKSIMITTAINEN PILARI



JATKETTU PILARI

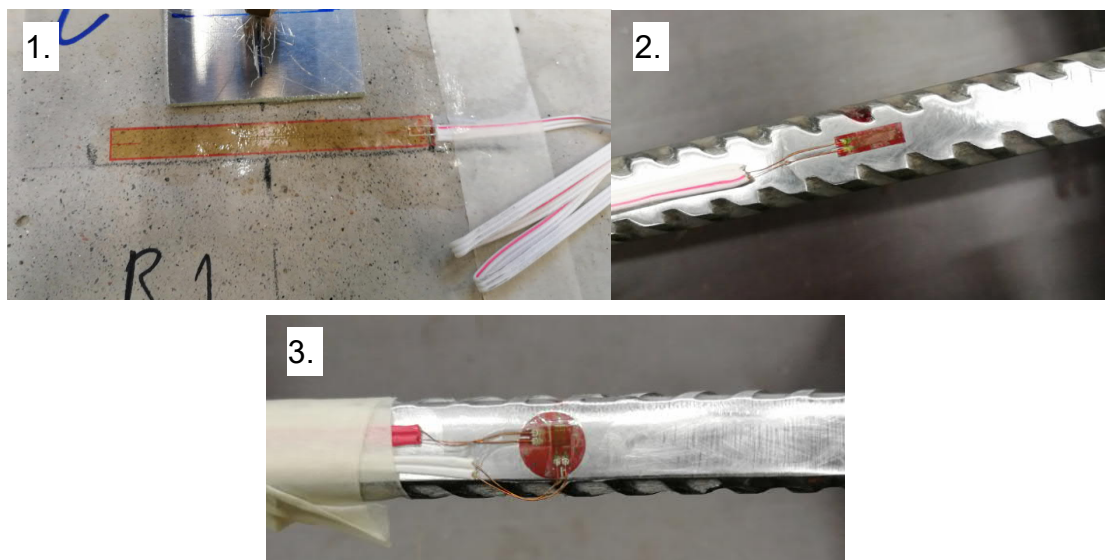


Kuva 26. Pilarien venymämittauskaavio.

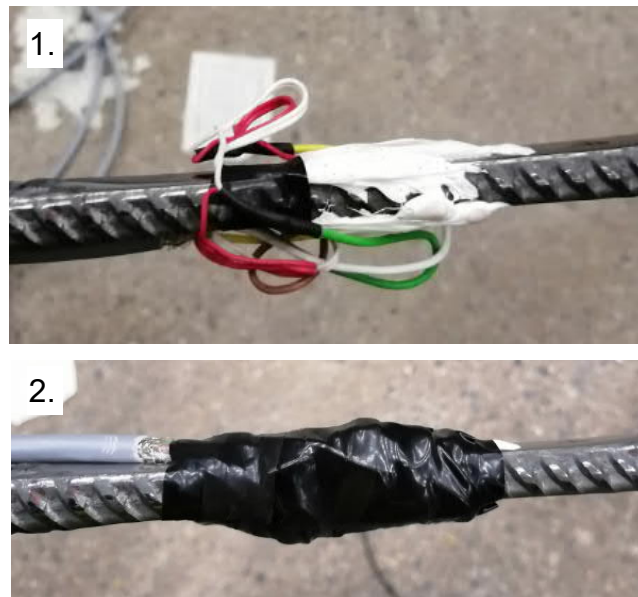
Betoniliuskat ovat betonin pintaan liimattavia venymäliuskoja, joiden venymämittaus perustuu liuskan sähköisen resistanssin muutokseen. Liuskan mittaustarkkuuden kannalta oleellista on sen riittävä pituus suhteessa betonin kiviaineksen raekokoon ja hyvä tartunta betoniin. Nurjahduskokeessa betoniliuskoina käytettiin yksiaksiaalisia (yhtä suuntaa mittaavia) KYOWA KC-70-120-A1, joiden mittaava pituus on 67 mm, joka oli noin 4 kertaa pilaribetonin suurin raekoko (16 mm). Liuskan käyttöohjeen mukaan liuskan pituus oli riittävä. Liuskojen hyvän tartunnan aikaansaamiseksi betonin pinta valmisteltiin ennen liuskan liimausta hiomalla betoniliima pois ja puhdistamalla se pölystä imurilla ja

lopuksi paineilmalla puhaltamalla. Liuskat liimattiin pilarin suuntaisesti yläpinnan keskelle. Liimattaessa varmistettiin, että liuskan alle jäävä betonipinta oli yhtenäinen ja tasainen, ja että tartunta oli liuskan koko matkalla.

Venymäsauvat olivat ennen valua pilarien raudoitukseen pilarin suuntaisesti sidottuja T12 harjaterästankoja, joihin oli liimattu teräkselle tarkoitettuja venymäliuskoja. Liuskojen liimauskohdat hiottiin tasaisiksi ja sileäksi ennen liimausta. Venymäliuskoina käytettiin yksiaksiaalisia KYOWA KFGS-5-120-C1 teräsliuskoja, joiden mittaava pituus on 5 mm ja kaksiaksiaalisia (kahta suuntaa mittaavia) KYOWA KFGS-2-120-D16, joiden mittaava pituus on 2 mm. Jokaisen sauvan mittaavaan kohtaan liimattiin kaksi venymäliuskaa sauvan vastakkaisille puolille sauvan suuntaisesti. Kaksiaksiaalisia liuskoja käytettiin ainoastaan esijännitetyissä pilareissa: yksimittaisten pilarien mittauspisteen 7 ja jatkettujen pilarien mittauspisteiden 4 ja 10 ylä- ja alapinnan venymäsauvoissa. Kaikissa muissa mittauspisteissä käytettiin yksiaksiaalisia venymäliuskoja. Venymäliuskat suojattiin joustavalla Sikaflex-massalla ja sähköteipillä. Venymäsauvoilla betonin muodonmuutos välittyy venymäsauvan mittaavaan kohtaan harjaterästangon ankkuroinnin kautta. Harjaterästankojen pituus valittiin niin, että hiotun ja suojatun alueen molemmille puolille jäi vähintään 400 mm vapaata harjaterästä venymäsauvan betoniin ankkuroimiseksi. Kuvassa 27 on esitetty pilarien venymien mittaukseen käytettyjä venymäliuskoja ja kuvassa 28 venymäsauvoissa käytettyjen liuskojen suojaaminen.



Kuva 27. Pilarien mittaukseen käytetyt venymäliuskatyypit: 1. betoniliuska, 2. yksiaksiaalinen teräsliuska, 3. kaksiaksiaalinen teräsliuska.



Kuva 28. Venymäliuskojen suojaus venymäsauvoissa: 1. joustava massa, 2. teippaus.

Venymäliuskat

Venymäliuskojen mittausta perustuu liuskan sähköisen resistanssin muutokseen. Kun alusta, johon liuska on liimattu, venyy tai supistuu, sen pintaan liimatun liuskan pituus kasvaa tai lyhenee, jolloin sen sähköinen resistanssi kasvaa tai pienenee. Mitattu resistanssin muutos tulkitaan venymäksi liuskan kytkennän mukaan. Nurjahduskokeessa käytetty yksiaksiaaliset liuskat kytkettiin 1/4-siltaan ja kaksiaksiaaliset liuskat täyssiltaan.

1/4-siltaan kytkeminen tarkoittaa, että yksiaksiaalisen venymäliuskan resistanssin muutos tulkitaan venymäksi sellaisenaan. Kytkentätapa ei poissulje mitään mikä voi vaikuttaa venymän muutoksen lisäksi venymäliuskan resistanssin muutokseen. Tyypillinen häiriötekijä tällaisessa mittauksessa on lämpötilan muutokset, kun mitattava pituus muuttuu lämpötilan mukaan. 1/4-siltakytkennästä kerätty mittaustulos (e_{00}/E) muutettiin venymäksi ε kaavalla:

$$\varepsilon = \frac{4 \cdot e_{00}}{K_S \cdot E} \quad (56)$$

missä e_{00} on syöttöjännite

K_S on venymäliuskakohtainen kerroin

E on viritysjännite

Täyssiltakytkennässä yhdistetään kaksi kaksiaksiaalista liuskaa (kaksiaksiaalinen liuska on sama kuin kaksi yksiaksiaalista liuskaa 90-asteen kulmassa toisiinsa nähden) niin, että kaikki neljä mittaavaa liuskaa tuottaa vain yhtä resistanssin muutosta. Kytkentätapa

poissulkee mittauksen häiriötekijät ja saatava venymätulos on mitattavaa venymää esimerkiksi lämpötilan muutoksesta huolimatta.

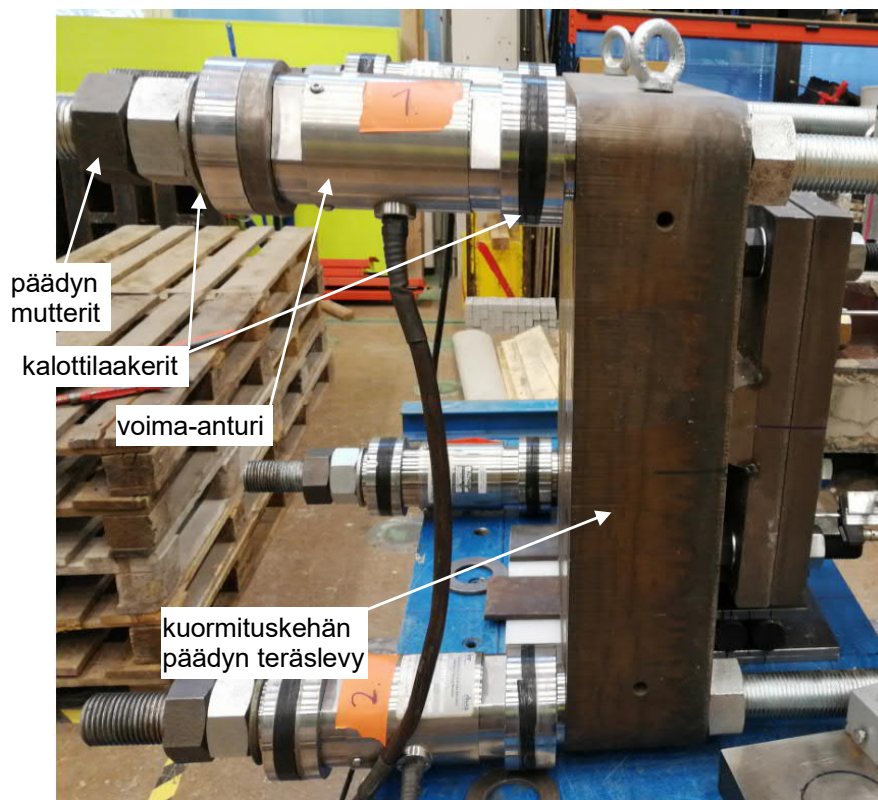
Täyssiltakytkennän mittaustulos muutettiin venymäksi kaavalla:

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot e_{00}}{K_S \cdot E \cdot (1 + \nu)} \quad (57)$$

missä ν on teräksen Poissonin luku 0,3

Pilarin ulkoinen normaalivoima N_{ulk}

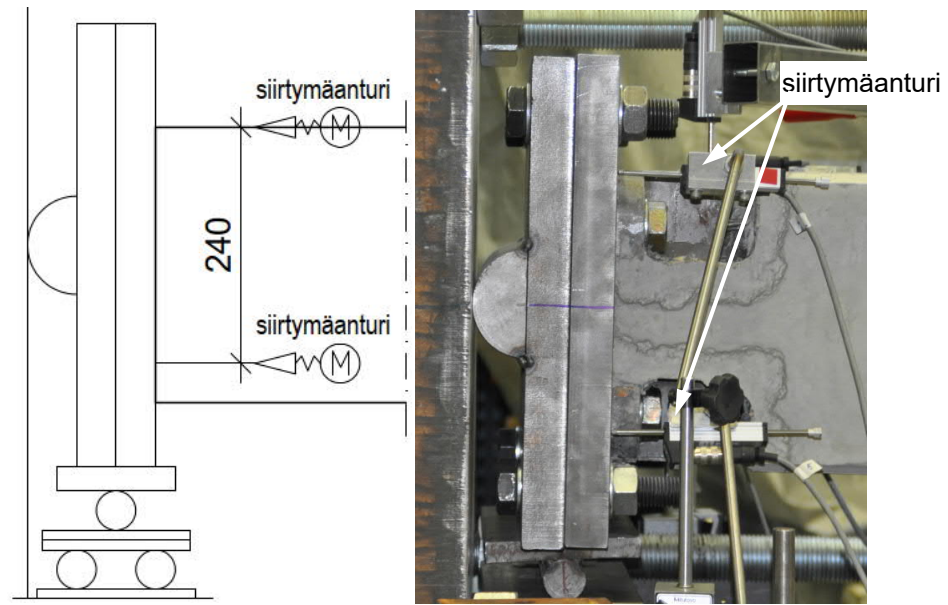
Pilariin kuormituskokeessa kohdistettua ulkoista normaalivoimaa N_{ulk} mitattiin neljällä 500 kN:n Alftthen ALF204 voima-anturilla. Voima-anturit sijoitettiin kuormituskehän vetotankoihin passiivipäädyn taakse – yksi jokaiseen tankoon. Voima-anturit olivat vetotankossa päädyn teräslevyn ja teräslevyn vetotankoon tukevan mutterin välissä. Muttereita ei kiristetty voima-antureita vasten. Pilaria kuormitettaessa kuormituskehän päätyä vasten pilari puristi päädyn teräslevyä ja voima-antureita muttereita vasten. Anturin molemmilla puolilla oli kalottilaakerit tasaamassa anturin mahdollista vinoutta suhteessa päädyn teräslevyyn. Kuvassa 29 on esitetty voima-anturit kuormituskehässä. Pilariin kohdistettu normaalivoima määritettiin kaikista neljästä voima-anturista mitattujen voimien summana.



Kuva 29. Pilarin normaalivoiman mittaukseen käytetyt voima-anturit.

Pilarin päiden kiertymä

Pilarin kuormituksesta aiheutuvan päiden kiertymän kehittymistä mitattiin neljällä Novotechnik TRS-0100 siirtymäanturilla pilarin päätylevyn pinnasta. Siirtymäanturit asetettiin pilarin molemmille puolille pilarin suuntaisesti päätylevyä vasten kohtisuoraan. Siirtymäantureiden välinen etäisyys pilarin poikkileikkauksen pystysuunnassa oli 240 mm. Kuvassa 30 on esitetty pilarin pään kiertymän mittausjärjestely.



Kuva 30. Pilarin pään kiertymän mittaus siirtymäantureilla.

Pilarin halkeilun kehittyminen nurjahduskokeessa

Pilarin halkeilun kehittymistä nurjahduskokeessa seurattiin silmämääräisesti taskulam- pun avulla kuormituksen edetessä. Ennen kuormituksen aloitusta omasta painosta syn- tynyt halkeilu merkattiin mustalla tussilla ja jokaisella kuormitusportaalla, pois lukien kuormitusohjelman loppupään portaat, pilariin avautuneet halkeamat ja halkeamien ete- neminen merkattiin sinisellä tussilla. Merkinän viereen kirjattiin kuormitusporras, jolla halkeama ja sen etenemä havaittiin.

Kuormituksen aikaiset kontrollimittaukset

Yksiaksiaalisten venymäliuskojen (teräs- ja betoniliuskat) mittaustuloksesta ei voida läm- pötilan muutoksen vaikutusta sulkea pois liuskan 1/4-siltakytkennästä. Kuormituksen ai- kaisen mahdollisen lämpötilan muutoksen selvittämiseksi pilarin lämpötilaa seurattiin lämpötila-anturilla. Anturi asennettiin pilariin valmistusvaiheessa venymäsauvan yhtey- teen. Yksimittaisilla pilareilla mittauspisteeseen 7 ja jatketuilla pilareilla pisteisiin 4 ja 10. Lisäksi muun muassa sähkövirrasta aiheutuvan liuskan lämpenemisen ja muiden mah- dollisten ulkoisten vaikuttajien mittaamiseksi liuskoilla saatavaa mittaustulosta kerättiin

kuormituksen ajan myös kuormittamattomasta pilarista. Kuormittamaton pilari toimi näin niin sonottuna dummy-kappaleena, jonka tarkoituksena oli tuoda esiin jostain mahdollisesta ulkoisesta tekijästä aiheutuva liuskojen nollatason muutos kuormituksen aikana. Dummy-mittausta tehtiin kuormituskehän vieressä olevan kuormittamattoman pilarin yhdestä 1/4-siltakytkennöillä toteutetusta venymäsauvasta ja yhdestä betoniliuskasta. Kontrollimittausten tulokset on esitetty liitteessä A.

4.2 Koepilarit

Pilareita valmistettiin yhteensä 16:

- 4 yksimittaista esijännitettyä pilaria.
- 4 jatkettua esijännitettyä pilaria.
- 4 yksimittaista teräsbetonipilaria.
- 4 jatkettua teräsbetonipilaria.

Kaikkien nurjahduskokeessa kuormitettujen pilarien mittalaitesennuksiin ja valmistukseen osallistui tutkimustyöhön sitoutunut henkilö.

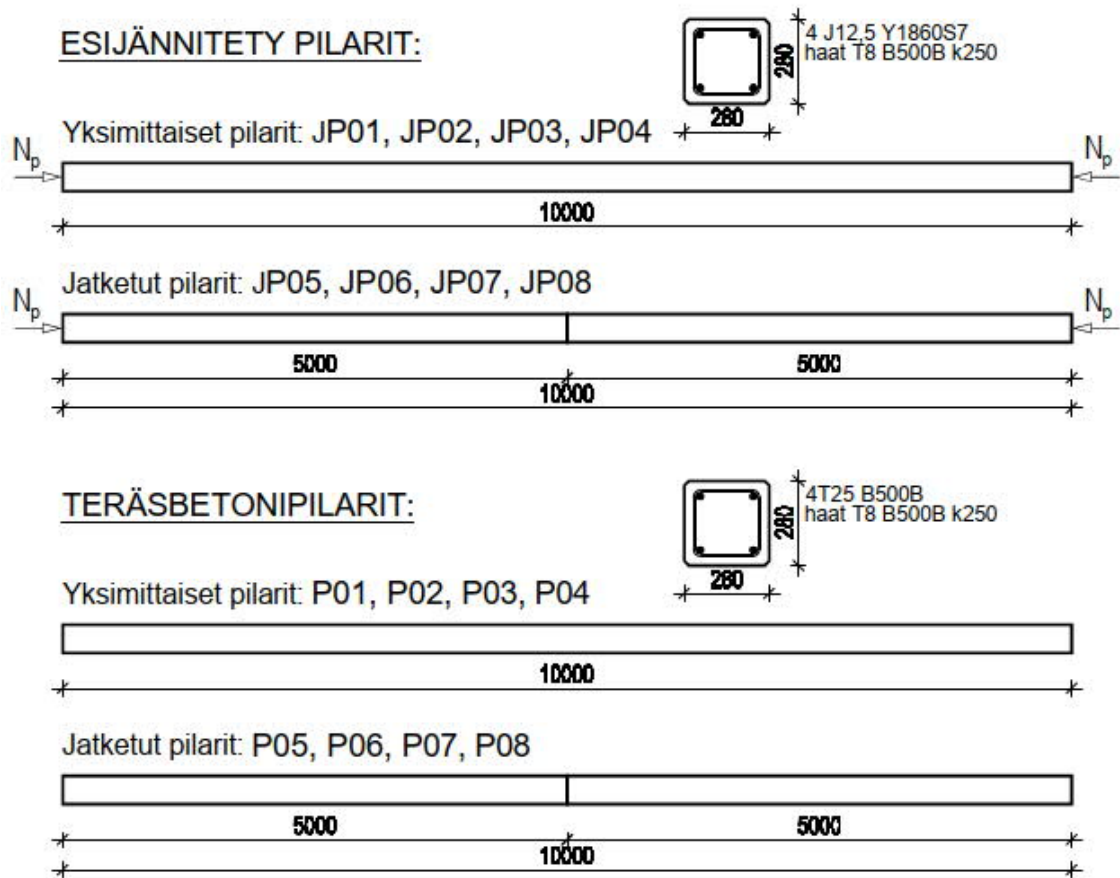
4.2.1 Rakenne ja mitat

Pilarit olivat 10 metriä pitkiä ja poikkileikkaukseltaan neliön muotoisia. Sivumitat olivat 280 mm ja nurkissa oli 15 mm:n viisteet. Viisteet olivat pilarissa muottiteknisistä syistä, eikä niitä huomioitu pilarien laskennallisessa tarkastelussa tai tulosanalyyseissä. Pilarit olivat erittäin hoikkia. Niiden hoikkuusluku λ oli noin 125.

Esijännitetyissä pilareissa oli neljä J12,5 Y1860S7 punosta – yksi joka nurkassa. Punosten keskiöetäisyys pilarin reunoista oli 50 mm ja pöytäjäännitys 1200 MPa. Teräsbetonipilareissa oli neljä T25 B500B harjaterästä – yksi joka nurkassa. Betonin lujuusluokka oli kaikilla pilareilla C40/50 ja kiviaineksen suurin raekoko 16 mm. Pilareiden perushaoitus oli T8 k250. Lisähaoitusta oli pilarien päissä ja liitosalueella pilarikenkien ja nostoankkuri-rien teknisen käyttöohjeen mukaisesti. Betonipeitepaksuus oli 30 mm. Pilarien omapaino oli noin 20 kN. Teräsbetonipilarien raudoituksen poikkipinta-ala oli esijännitettyjen pilarien punospoikkipinta-alaan nähden noin 5,3-kertainen. Pilarit nimettiin seuraavasti:

- yksimittaiset esijännitetyt pilarit JP01, JP02, JP03 ja JP04
- jatkettua esijännitetyt pilarit JP05, JP06, JP07 ja JP08
- yksimittaiset teräsbetonipilarit P01, P02, P03 ja P04
- jatkettua teräsbetonipilarit P05, P06, P07 ja P08.

Pilarityypit on esitetty kuvassa 31 ja pilarien valmistuspiirustukset ovat liitteessä B.

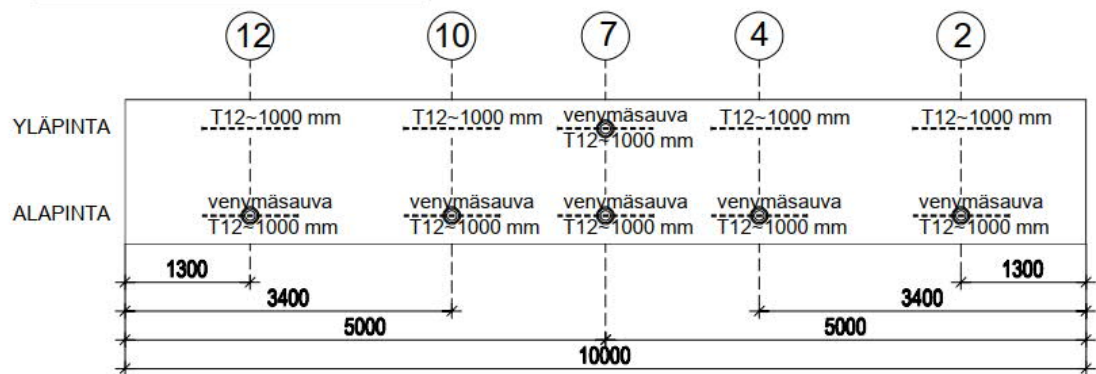


Kuva 31. Valmistetut esijännitetyt betonipilarit ja teräsbetonipilarit.

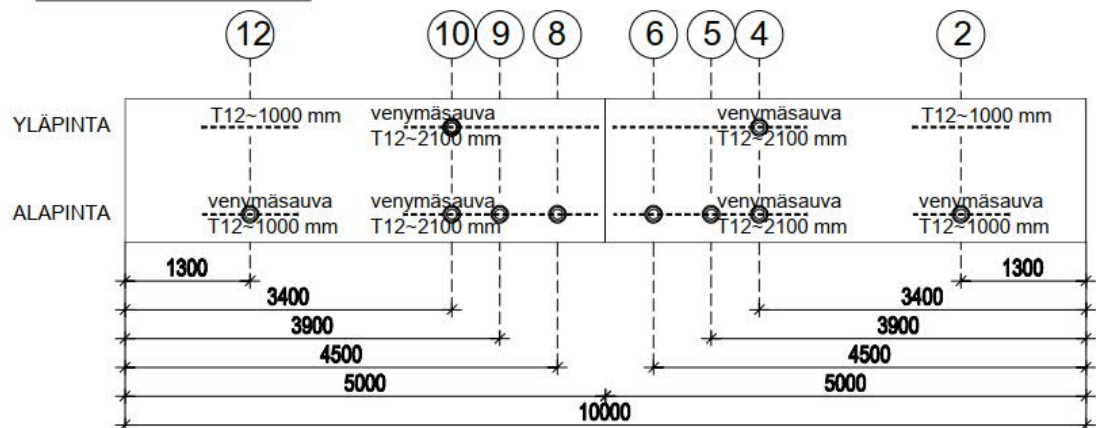
Venymämittauspisteet

Venymämittauspisteisiin asennettiin T12 harjateräksistä valmistetut venymäsauvat kohdan 4.1.3 mukaisesti. Suurimmassa osassa mittauspisteitä venymäsauvat olivat pilarin alapinnassa. T12 harjateräksen jäykkyysoikituksen tasapainottamiseksi, jokaisen venymäsauvan kohdalle asennettiin myös pilarin yläpintaan venymäsauvaa vastaava T12 harjaterästanko. Kuvassa 32 on esitetty yksimittaisiin ja jatkettuihin pilareihin asennetut venymäsauvat ja niitä vastaavat harjateräkset.

YKSIMITTAISETEN PILARIT



JATKETUT PILARIT

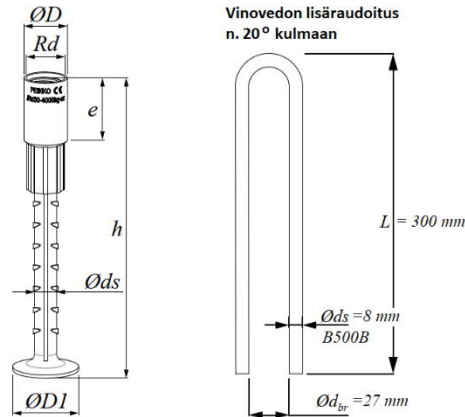


Kuva 32. Pilareihin asennetut venymäsauvat ja niitä vastaavat harjateräkset.

Nostopisteet ja nostoankkurit

Pilareiden nostopisteet olivat pilarin pituuden viidennespisteissä 2 metriä pilarin päistä. Tällöin pilaria nostettaessa sen taivutusmomenttirasitus on itseisarvoltaan pienin. Nostosina käytettiin Peikko Finland Oy:n sisäkierteellisiä nostoankkureita TF20x185. Viinonostokapasiteetin varmistamiseksi nostoankkuriin lisättiin teknisen käyttöohjeen mukainen lisähaka T8 B5005B. Kuvaan 33 on koottu pilareissa käytetyn nostoankkurin tietoja ankkurinteknisestä käyttöohjeesta [9].

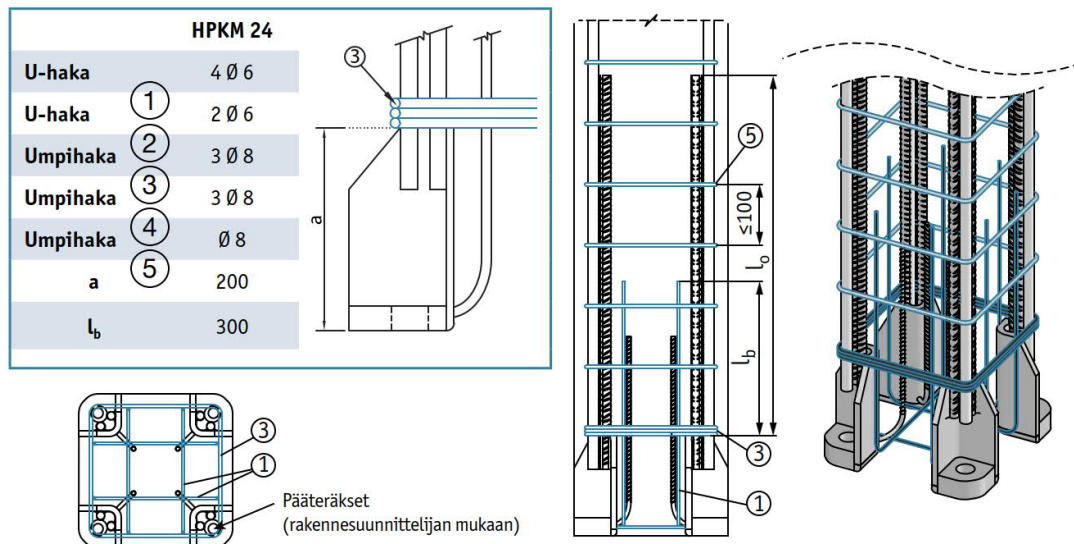
Tuotteen nro JRd/JM	Mitat						SRA	WAL	TF Lyhyet	TF Pitkät	SRASW
	Rd/M [mm]	OD [mm]	e [mm]	Od_s [mm]	$OD1$ [mm]	g [mm]	h [mm]	h [mm]	h [mm]	h [mm]	h [mm]
20	20	27,0	35	14	42	50	360	270	185	250	605



Kuva 33. Peikko TF20x185 nostoankkurin teknisiä tietoja [9].

Pilarikengät pilarien päissä

Pilarien päissä oli neljä Peikko HPKM 24 pilarikenkää, joilla kuormitusjärjestelyn päätylevy kiinnitettiin pilariin. Pilarikengät sijoitettiin pilarin nurkkiin ja pilarin päähän lisättiin raudoitusta pilarikengän teknisen käyttöohjeen mukaisesti: Päätyhaat, lisähaoitus ja hakatihennys pilarikengien tartuntojen kohdalle. Raudoituskokona käytettiin kaikille T8 B500B ohjeessa esitetyn T6 sijaan. Käytetyt lisäraudoitukset on esitetty tarkemmin pilareiden valmistuspiirustuksissa (liite B). Kuvaan 34 on koottu pilarikengän teknisestä käyttöohjeesta pilarikengän lisäraudoitusohje.

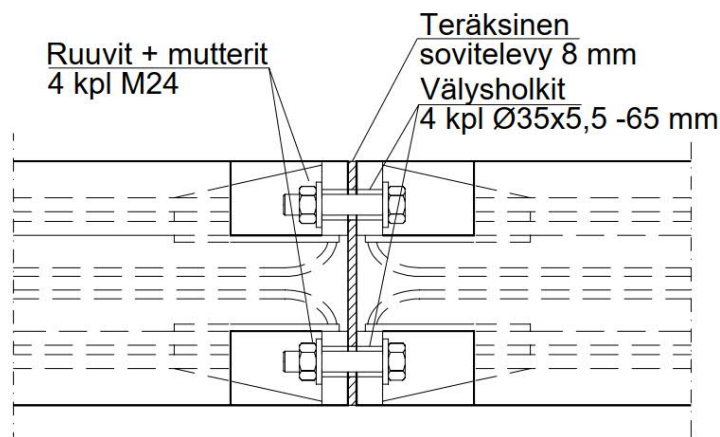


Kuva 34. Pilarikengien HPKM 24 vaatima pilarin lisäraudoitus. Koottu pilarikengien teknisestä käyttöohjeesta [10].

Pilarien jatkosliitos

Pilarien jatkosliitos tehtiin HPKM 24 pilarikengillä. Liitoksessa oli yhteensä kahdeksan pilarikengää: 4 per pilaripuolikas. Kengät sijoitettiin pilarinurkkiin. Pilarikengien lisäraudoitus oli teknisen käyttöohjeen mukainen kuten pilarin pään pilarikengillä.

Jotta jatkosliitokset olisivat mahdollisimman vertailukelpoisia keskenään, eroavaisuuksien ja epämäärisyystekijöiden vähentämiseksi pilarikengät sovitettiin ja liitettiin toisiinsa sovitelevyllä jo pilarin raudoitusvaiheessa. Jatketut pilarit valettiin yhteen liitettynä. Sovitelevyn paksuus oli 8 mm ja se jätettiin liitokseen. Liitoksessa ei ollut pilarikenkäliitokselle tyypillistä valusaumaa. Kengät liitettiin toisiaan vasten neljällä M24 ruuvilla. Pilarikengien reikä oli halkaisijaltaan 36 mm. Jotta ruuvit saatiin keskitettyä reikään ja varmistettua että liitoksessa ei tapahdu liukumaa, reikiin asetettiin ruuvien kanssa 65 mm pitkää välysholkki, jonka ulkohalkaisija oli 35 mm ja sisähalkaisija 24 mm. Ruuvit kiristettiin 350 Nm:n kiristysmomenttiin. Kiristyksen jälkeen liitosta ei enää avattu. Jatketujen pilarien nostot tehtiin kuten yksimittaisilla pilareilla. Ruuvikoloihin tehtiin valutäyttö. Kuvasssa 35 on esitetty jatkettujen pilarien liitosperiaate.



Kuva 35. Jatketujen pilarien liitosperiaate.

4.2.2 Pilarien valmistus

Pilarit valmistettiin Pielisen Betoni Oy:n elementtitehtaalla Outokummussa 10.-14.12.2018. Valmistuksessa, käsittelyssä ja säilytyksessä kiinnitettiin erityistä huomiota siihen, että pilareista saatiin keskenään mahdollisimman vertailukelpoisia rakenteeltaan, materiaaleiltaan ja säilytyshistorialtaan. Pilareita säilytettiin elementtitehtaan tuotantohallissa jännevoiman siirtopäivään 8.1.2019 asti. Jonka jälkeen ne kuljetettiin Tampereen yliopiston Rakennushalliin Tampereelle 9.1.2019.

Pilarien valut suoritettiin viiden päivän aikana kahdeksassa erässä. Jokaisessa valuerässä valettiin kaksi pilaria: yksi esijännitetty pilari ja yksi teräsbetonipilari. Valuerissä vuoroteltiin yksimittaisia ja jatkettuja pilareita. Pilarit valettiin nurjahduskokeen kuormituskehän tuentaan nähden kyljellään. Valujärjestys ja aikataulu oli seuraava:

- 10.12.2018 klo 11.00 **valuerä 01:** pilarit **JP01** ja **P01**
- 11.12.2018 klo 7.00 **valuerä 05:** pilarit **JP05** ja **P05**
- 11.12.2018 klo 15.00 **valuerä 02:** pilarit **JP02** ja **P02**
- 12.12.2018 klo 7.30 **valuerä 06:** pilarit **JP06** ja **P06**
- 12.12.2018 klo 15.00 **valuerä 03:** pilarit **JP03** ja **P03**
- 13.12.2018 klo 7.00 **valuerä 07:** pilarit **JP07** ja **P07**
- 13.12.2018 klo 15.00 **valuerä 04:** pilarit **JP04** ja **P04**
- 14.12.2018 klo 8.30 **valuerä 08:** pilarit **JP08** ja **P08**

Esijännitetyt pilarit

Kaikki esijännitetyt pilarit valettiin peräkkäin samalla jännepunoslinjalla teräksisen muottipöydän päällä. Pilarien haat, pilarikengät, pilarikenkien sovitelevyt ja pilarien päätymuotit pujotettiin jännepunoksiin punosten vedon yhteydessä. Päätymuotit kiinnitettiin ja tuettiin hitsaamalla muottipöytään. Ne toimivat samalla pilarin päädyn kenkien sovitelevyinä. Pilarit haotettiin punoslinjalle punosten jännittämisen jälkeen suoraan punoksiin. Punokset muodostivat pilarin ”raudoitushäkin”, jota ei tarvinnut erikseen tukea muottiin. Kuvassa 36 on esitetty esijännitetyn pilarin muottijärjestelyjä.



Kuva 36. Esijännitetyt pilarit raudoitettiin ja valettiin peräkkäin samalla punoslinjalla.

Pilarit jaettiin tasaisesti koko punoslinjan matkalle yksimittaista ja jatkettua pilarityyppiä vuorotellen. Pilarien keskinäiset välit olivat noin kaksi metriä. Esijännitetyille pilareille oli käytössä vain yksi kylkimuottipari, jolla voitiin valaa yksi pilari kerrallaan. Muottipöytä, johon kylkimuotit tuettiin, muodosti pilarin muotin alapinnan. Valun jälkeen valupinta peiteltiin muovilla.

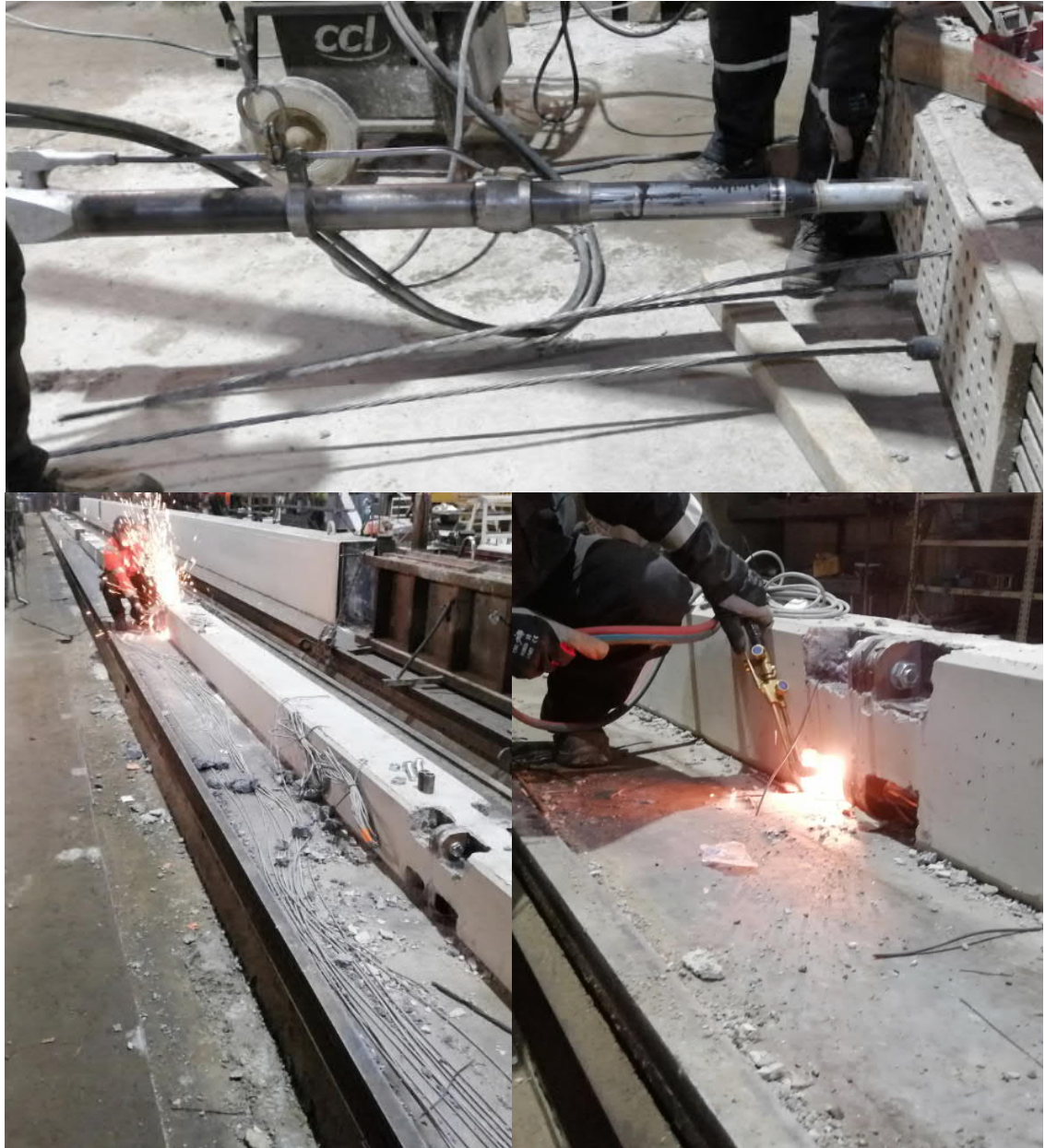
Koska muottipareja oli käytössä vain yksi, muotit purettiin ja siirrettiin seuraavalle pilariille aamuvalun pilareilla noin 5-6 tuntia valun jälkeen ja iltapäivävalun pilareilla noin 13-14 tuntia pilarivalun jälkeen – noin tunti ennen seuraavan pilarin valua. Muotin purun yhteydessä huolehdittiin, että valettua pilaria häiritään mahdollisimman vähän ja pilari peiteltiin purun jälkeen muoviin. Muoveja pidettiin siihen asti, kun pilaria vastaava teräsbetonipilari nostettiin pois omasta muotistaan. Muuta jälkihoitoa pilareille ei tehty.

Punosten esijännittäminen ja jännevoiman siirto

Jännepunokset esijännitettiin vetämällä ne jännepunos kerrallaan suunnitelman mukaisesti 1200 MPa esijännitykseen. Punosten jännevoima kontrolloitiin vedon yhteydessä punosten vedossa käytetyn tunkin painetta ja punoksen venymää mittaamalla.

Jännevoiman siirto esijännitettyihin pilareihin tehtiin 8.1.2019, jolloin pilarien valusta oli kulunut 25-29 päivää. Jännevoiman siirto tehtiin hitaasti jännepunos kerrallaan. Siirto aloitettiin kiristämällä punosta esijännitykseen käytetyllä tunkilla sen verran, että jänne-

punoksen lukitus saatiin auki, jolloin sen pää voitiin vapauttaa. Tämän jälkeen jännepunos katkaistiin kaikkien pilarien päistä ja jatkoksista pilarikenkien ruuvikolojen kohdalta. Kun jännepunos oli katkottu kaikkien pilarien kohdalta, vapautettiin seuraava jännepunos samalla tavalla. Ensin vapautettiin muottipöytään nähden ylemmät punokset ja sitten alemmat. Ylemmät jännepunokset saatiin katkaistua kulmahiomakoneella ja alemmat kaasupillillä sulattamalla. Kuvassa 37 on tilannekuvaa jännevoiman siirrosta.



Kuva 37. Esijännitettyjen pilarien jännevoima siirrettiin pilareihin punos kerrallaan. Punoksen lukitus avattiin ja punos katkaistiin kaikkien pilarien ja pilarikenkien kohdalta.

Teräsbetonipilarit

Teräsbetonipilarit valettiin kahdella säädettävällä muottijärjestelmällä. Kummassakin muottijärjestelmissä voitiin valaa yksi pilari kerrallaan. Pilariraudoitukset sidottiin valmiiksi ”häkiksi” ennen muottiin nostoa. Pilaripäätyjen ja jatkosten pilarikengät ja sovitelevyt lisättiin raudoitukseen muottiin noston yhteydessä. Päätyjen pilarikenkien sovitelevyt toimivat pilarin päätymuottina. Valupinta peiteltiin muovilla valun jälkeen. Muovi poistettiin pilarin muotista noston yhteydessä. Pilarit nostettiin pois muotista noin 22 tuntia valun jälkeen. Muotista pois nostetut pilarit siirrettiin muottipöydälle jännebetonipilareiden viereen. Pilarin noston yhteydessä pilarin vierelle nostettiin myös valuerän betonin lujuuden määrittämiseen valmistettu pilaripoikkileikkausta oleva raudoittamaton metrinpituisen lujuusnäytekappale. Muotista poisnoston jälkeen teräsbetonipilareita ei peitelty enää mitenkään ja vastaavan jännebetonipilarin muovipeite poistettiin.

Pilarikengät

Pilarikengät kohdistettiin muottiin sovitelevyn avulla. Esijännitetyillä pilareilla pilarikengät hitsattiin kiinni sovitelevyyn, koska pilarin jännepunokset vedettiin pilarikenkien ruuvi-reiän läpi. Sovitelevy tuettiin ja kiinnitettiin muottipöytään hitsaamalla. Koska jännepunokset kulkivat pilarikenkien rei’istä, ei jatkosliitoksen ruuveja voitu asentaa ja kiristää kuin vasta jännevoiman siirron jälkeen. Kun vällysholkit ja ruuvit oli asennettu ja kiristetty, pilarikenkien muottiin tuentaan käytetyt hitsaukset avattiin.

Teräsbetonipilareilla pilarikenkien hitsaussidontoja ei tarvittu, koska kengät voitiin kohdistaa sovitelevyihin kenkien ruuveilla. Jatkosliitos koottiin ja kiristettiin ennen raudoitukseen sitomista.

Jatkosliitosten ruuvikolojen täyttövalu

Jatkosliitosten pilarikenkien ruuvikolojen täyttövalut tehtiin Tampereen yliopiston Rakenushallissa. Valussa käytettiin Fesconin juotosbetonilla 600/3, jonka ilmoitettu lujuusluokka on C50/60. Juotosvalut tehtiin kahdella valukerralla. Ensimmäisellä valukerralla 11.1.2019 valettiin kaikkien jatkettujen pilarien alapinnan ruuvikolot ja toisella valukerralla 15.1.2019 yläpinnan ruuvikolot. Juotokset peiteltiin valun jälkeen muovilla, joka poistettiin, kun valusta oli kulunut neljä päivää.

4.3 Pilarien toteutuneiden mittojen ja ominaisuuksien määrittäminen

Nurjahduskokeen tulosten analysoinnin ja vertailtavuuden parantamiseksi ja laskennallisen tarkastelun lähtötietojen tarkentamiseksi pilarien toteutuneita mittoja tarkistettiin ja ominaisuuksia testattiin. Pilareista määritettyjä ominaisuuksia olivat muun muassa terästen muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet, betonin puristuslujuus ja kimmomoduuli.

4.3.1 Toteutuneiden materiaaliominaisuuksien määrittäminen ja esijännitettyjen pilarien jännityshäviön mittaaminen

Betonin lujuus testattiin jännevoiman siirron ja nurjahduskokeen yhteydessä. Lisäksi nurjahduskokeen yhteydessä testattiin betonin kimmomoduuli, esijännitettyjen pilarien jännityshäviö, jatkettujen pilarien jatkosten juotosvalujen vertailtavuus ja selvitettiin esijännitettyjen pilarien jännepunosten ja teräsbetonipilarien pääterästen ominaisuudet.

Betonin lujuus jännevoiman siirrossa

Betonin lujuus testattiin jännevoiman siirrossa, jotta valuerien välisistä mahdollisista poikkeavuuksista saataisiin mittaustietoa. Pilarivalujen yhteydessä jokaisesta valuerästä valettiin kolme 150 mm:n SFS-EN 12390-1 [11] mukaista standardikoekuutiota. Ne säilytettiin tehtaalla pilarien kanssa samoissa olosuhteissa ja testattiin tehtaan puristimella jännevoiman siirron yhteydessä (kuva 38).



Kuva 38. Pilarien betonin lujuus testattiin jännevoiman siirron yhteydessä 150 mm:n standardikoekuutioista elementtitehtaan laboratorion puristimella.

Koekuutiot mitattiin ja punnittiin ennen puristuslujuuden testausta. Puristuskoe tehtiin SFS-EN 12390-3 [12] mukaisesti. Kuormitusnopeus oli 0,6 MPa/s. Valuerien väliseen lujuuden vertailuun käytettiin koekuutiosta määritettyjen sylinterilujuuksien keskiarvoa f_{cm} .

Koekappaleista saadut kuutiopuristuslujuudet $f_{c;cube}$ muutettiin sylinterilujuudeksi $f_{c;cyl}$ soveltamalla käänteisesti SFS-EN 1992-1-1 taulukon 3.1 [2] sylinteri- ja kuutiolujuuden välistä yhteyttä. Taulukoitujen arvojen välillä yhteys oletettiin lineaariseksi, jolloin muunnoskaava arvoille $f_{c;cube}$ 45...60 MPa on

$$f_{c;cyl} = 35 \text{ MPa} + f_{c;cube} - 45 \text{ MPa} \quad (58)$$

Lujuuskokeen tulokset on esitetty liitteessä C.

Betonin lujuus nurjahduskokeessa

Pilarivalujen yhteydessä jokaisessa valuerässä valettiin teräsbetonipilarin muottijärjestelmässä sivumitoiltaan pilaria vastaava metrin pituinen raudoittamaton lujuuskoekappale. Lujuuskoekappaleita jälkihoidettiin, käsiteltiin ja säilytettiin kuten koepilareita, ja ne toimitettiin pilarien kanssa samassa kuormassa Tampereen yliopiston Rakennushalliin. Nurjahduskokeen yhteydessä kuormitetun pilarin kanssa samassa valuerässä valetusta lujuuskoekappaleesta porattiin ja valmisteltiin aina vähintään kolme D100x200 rakennekoekappaletta betonin nurjahduskokeen aikaisen lujuuden määrittämiseksi.

Rakennekoekappaleiden poraus tehtiin lujuuskoekappaleen kyljestä valusuuntaan nähdessä kohtisuoraan. Rakennekoekappaleet valmisteltiin SFS-EN 12390-1 [11], SFS-EN 12390-3 [12] ja SFS-EN 12504-1 [13] mukaisesti sahaamalla ja hiomalla. Koekappaleita ilmakeivattiin Rakennushallin huoneilmassa noin vuorokausi ennen lujuuden testausta. Lujuus testattiin SFS-EN 12390-3 [12] mukaisella puristuskokeella. Testaus tapahtui mahdollisimman lähellä pilarin nurjahduskokeen ajankohtaa. Ennen puristuskoetta koekappaleet punnittiin ja mitattiin.

Puristuslujuus testattiin kuormitusnopeudella 0,6 MPa/s. Pilarin betonin lieriölujuus f_{cm} määritettiin D100x200 rakennekoekappaleiden puristuskoe tulosten keskiarvona.

Lujuuskokeen tulokset on esitetty liitteessä D.

Betonin kimmomoduuli

Betonin kimmomoduuli määritettiin betonin puristuslujuuteen perustuvan määrittystavan sijaan testaamalla. Kimmomoduuli testattiin noin kuukausi nurjahduskokeen jälkeen valuerien 04, 06 ja 07 lujuuskoekappaleista poratuista rakennekoekappaleista D100x200 Ra-

kennekoekappaleita testattiin yhteensä yhdeksän – kolme jokaisesta testatusta valuerästä. Rakennekoekappaleita oli säilytetty huoneilmassa noin kuukausi ennen kimmomoduulin testausta ja testattaessa ne olivat kuivia.

Kimmomoduulintestaus suoritettiin SFS-EN 12390-13 menetelmän A mukaisesti [14]. Rakennekoekappaleiden muodonmuutosta mitattiin koekappaleen pinnalta kolmella betoniliuskalla (kuva 39). Liuskat liimattiin kuormituksen suuntaisesti ja korkeussuunnassa koekappaleen keskelle 120-asteen päähän toisistaan. Muodonmuutoksen mittausväli oli noin 0,1 sekuntia. Kuormitusta ohjattiin ja mitattiin Tampereen yliopiston Rakennushallin hydraulipuristimen (Toni Technik) tietokoneohjelmalla.



Kuva 39. Pilarien betonin kimmomoduuli testattiin lujuuskoekappaleesta poratuista rakennekoekappaleista. Muodonmuutosta mitattiin betoniliuskoilla lieriön pinnalta.

Kimmomoduulin testaustulokset on esitetty liitteessä E.

Pilarijatkosten ruuvikolojen täyttövalujen vertailukelpoisuus

Pilarijatkosten ruuvikolot valettiin kaikki samalla tavalla Vetonit juotosbetonilla 600/3. Valujen yhteydessä juotosbetonista valettiin lujuuden kehittymisen seurantaan varten myös koeprismat 40 mm x 40 mm x 160 mm. Koeprismoista juotoksen lujuutta ei varsinaisesti määritetty. Prismat taivutettiin poikki koeprismojen puristamiseen tarkoitetulla

puristimella Tampereen yliopiston Rakennushallissa ja molemmista prisman puolikkaista testattiin puristuslujuuden arvo samalla laitteella. Kokeen tarkoituksena oli saada esiin mahdolliset suuremmat lujuuden kehittymisen aiheuttamat lujuuspoikkeamat eri ajan-kohtina testattujen jatkettujen pilarien liitosten täyttövaluissa. Täyttövalujen kimmomoduulia ei testattu.

Jännebetonipilarien jännepunosten ominaisuudet

Jännepunosten ominaisuudet selvitettiin punosvalmistajan toimittamista punoskelakoh-taisista aineistodistuksista. Pilarien punokset otettiin kahdelta eri punoskelalta, joiden ominaisuudet poikkesivat hieman toisistaan. Eri keloilta vedetyt punokset sijoitettiin pila-reissa kulmikkain niin, että kaikilla pilarisivulla oli kummankin kelan punokset. Punosten aineistodistukset ja punoskaavio (miltä kelalta mikäkin punos pilaripoikkileikkauksessa on) on liitteenä F.

Esijännitettyjen pilarien jännevoimahäviön mitta

Betonin kokoonpuristumisesta ja kutistumasta aiheutuvan jännevoimahäviön määrittä-miseksi pilarien venymää mitattiin ennen jännevoiman siirtoa ja ennen nurjahduskokeen kuormituksen aloittamista.

Esijännitetyissä pilareissa oli täyssiltään kytketyt venymäsaumat yksimittaisten pilarien mittauspisteessä 7 ja jatkettujen pilarien mittauspisteissä 4 ja 10 ylä- ja alapinnassa. Niistä määritettiin pilarin venymän nolla ottamalla venymäsaumojen mittaustulos juuri en-nen jännevoiman siirtoa. Seuraavan kerran pilarien venymä mitattiin ennen pilarin kuor-mituksen aloitusta, kun pilari oli nostettu kuormituskehikkoon ja se lepäsi vapaasti omalla painollaan päistään tuettuna rullatukien varassa.

Jännevoimahäviö määritettiin ennen jännevoiman siirtoa ja juuri ennen kuormitusta mi-tattujen venymien erotuksena. Pilarin omasta painosta aiheutuvan taivutusmomentin vai-kutus venymiin oletettiin poikkileikkauksen ylä- ja alapinnassa itseisarvoltaan yhtä suu-riksi ja jännevoimahäviötä vastaava venymä määritettiin pilarin ylä- ja alapinnalta mitat-tujen venymämuutosten keskiarvona ε_{muutos} .

Jännityshäviö määritettiin punostenkimmomoduulin ja venymämuutoksen mukaan kaa-valla

$$\sigma_{häviö} = \varepsilon_{muutos} E_p \quad (59)$$

Punosten todellista jännitystä ennen jännevoiman siirtoa ei voitu venymäsaumoilla mit-taamalla selvittää. Punosjännitykseksi ennen jännevoiman siirtoa oletettiin pöytäjännitys 1200 MPa.

Teräsbetonipilarien harjaterästen ominaisuudet

Teräsbetonipilarin pääterästen ominaisuudet selvitettiin teräsvalmistajan toimittamasta aineistodistuksesta. Aineistodistus on liitteenä G.

Venymätankoterästen ominaisuudet

Venymätankoteräksistä ei ollut valmistajan aineistodistusta käytettävissä. Terästen kimmokerroin selvitettiin Tampereen yliopiston Rakennushallissa vetokokeella. Vetokokeessa vedettiin kolme noin 600 mm pitkää venymäsauvaterästä. Kuormaa kasvatettiin tasaisesti, kunnes sauva meni poikki. Sauvan venymän kehittymistä mitattiin extensiometrillä (kuva 40) 100 mm:n matkalta sauvan keskivaiheilta. Mittauksen tarkoituksena oli selvittää sauvan sekanttimoduuli. Extensiometrin irrotettiin sauvasta ennen sen katkeamista. Sauvan murtovenymää ei mitattu.



Kuva 40. Venymäsauvojen sekanttimoduulia testattiin vetämällä sauva tasaisesti kasvavalla kuormalla poikki ja mittaamalla sauvan venymän kehittymistä extensiometrillä.

Mittaus osoitti venymäsauvateräkset laadultaan B500A harjateräkseksi. Laskennallisessa tarkastelussa venymäsauvat jätettiin huomioimatta pois lukien tarkastelu, jossa niiden huomioimisen vaikutusta laskentatulokseen tarkasteltiin. Laskennassa harjateräksen kimmokertoimen E_s käytettiin 200 GPa.

4.3.2 Pilarien dimensioiden tarkistaminen

Pilarien mitat, sekä punos-, pääteräs ja venymäsauvojen sijainnit tarkistettiin nurjahduskokeen yhteydessä. Saatuja mittatietoja hyödynnettiin nurjahduskoetulosten analysoinnissa sekä laskennallisen tarkastelun lähtötietoina.

Pilarien poikkileikkausmitat ja pituus

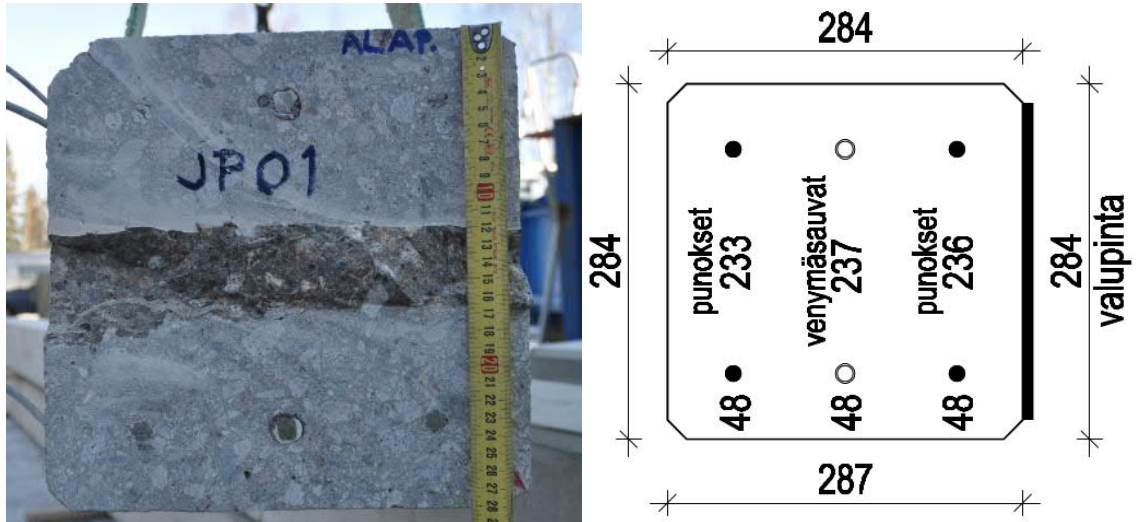
Pilarin poikkileikkauksen toteutuneet sivumitat mitattiin työntömitalla ennen kuormituskehikkoon asettamista mittauspisteiden 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 ja 12 kohdalta sekä pilarin molemmista päistä. Mittapisteiden kohdalta mitattiin molemmat pysty- ja vaakasivut. Pilarin päissä poikkileikkauksen korkeus ja leveys mitattiin pilarikenkien välisistä betonikannaksista.

Pilarin pituus mitattiin kuormituskehikossa ennen kuormituksen aloittamista lasermittarilla molemmilta pilarin pystysivuilta. Mitta otettiin pystysivun korkeuden keskivaiheilta päätylevyn pinnasta toiseen.

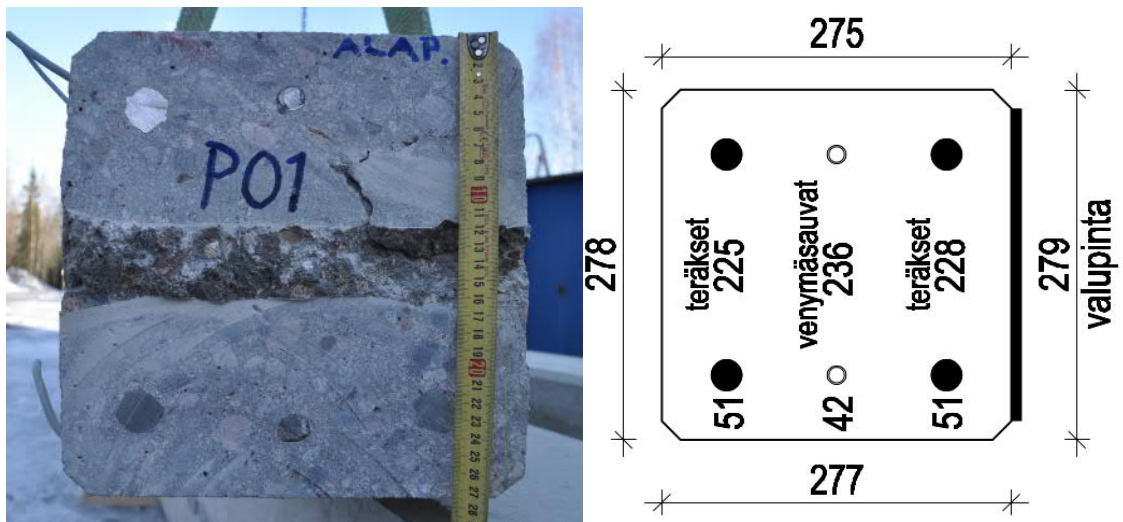
Venymäsauva-, jännepunos- ja pääterässijainnit pilaripoikkileikkauksessa

Venymäanturien, jännepunosten ja pääterästen toteutuneet sijainnit selvitettiin sahamalla pilarit poikki kuormittamisen jälkeen ja mittaamalla ne pilarin sahatulta pinnalta. Yksimittaiset pilarit sahattiin poikki mittauspisteen 7 kohdalta ja jatkettut pilarit mittauspisteiden 4 ja 11 kohdalta.

Mittaus tehtiin rullamitalla pilarin alareunasta sahauspinnalla näkyvissä olevien sauva-, punos- ja teräspoikkileikkausten ylä- ja alareunaan. Sauva-, punos- ja terässijainneiksi tulkittiin mittojen keskiarvot. Kuvassa 41 ja kuvassa 42 on pilarien JP01 ja P01 sahatut poikkileikkaukset ja niistä määritetyt sauva-, punos- ja terässijainnit sekä mittauspisteestä mitatut sivumitat.



Kuva 41. Jännebetonipilari JP01:n sahattu poikkileikkaus ja poikkileikkauksen mitat (sahapinta kuvassa alapinta ylhäällä ja mittapiirustuksessa alhaalla).



Kuva 42. Teräsbetonipilari P01:n sahattu poikkileikkaus poikkileikkauksen mitat (sahapinta kuvassa alapinta ylhäällä ja mittapiirustuksessa alhaalla).

Päätypintojen suoruus ja tasaisuus

Päätypintojen suoruus ja tasaisuus tarkistettiin silmämääräisesti ja tarvittaessa kenkien ruuvireiät siivottiin valupurseista ennen kuormitusjärjestelyn päätylevyn kiinnittämistä pilarikenkiin. Kuvassa 43 on pilarin JP01 pääty ennen sen siivousta ja päätylevyn kiinnitystä. Pilarikenkien ruuvireikiin tulleita valupurseita jouduttiin siivoamaan muutamista jännebetonipilareista, joissa betonia oli päässyt pursuamaan reikään reikien tilkitsemisestä huolimatta.

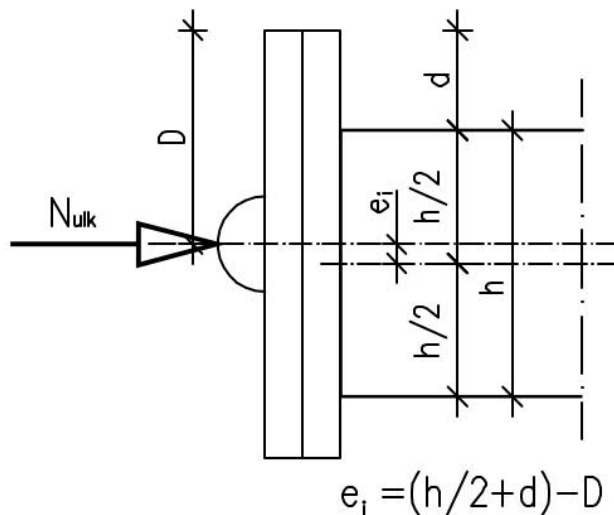


Kuva 43. Jännebetonipilari JP01:n pääty. Pilarikenkien ruuvireikiin pursunut betoni ja pilarin pää siivottiin ennen päätylevyn kiinnittämistä.

4.3.3 Alkutaipuma ja kuorman epäkeskisyyden mittaaminen

Pilarin päiden epäkeskisyyys

Kuormituksessa pilariin kohdistetun ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} epäkeskisyyys e_i pilarin päissä määritettiin pilarin päiden keskilinjasta päätylevyssä olevasta halkais-
tun pyöröteräksen puolikkaan keskilinjasta. Pilarin pään korkeus h ja yläreunan etäisyys
päätylevyn yläreunasta d , sekä pyöröteräksen puolikkaan keskilinjasta etäisyys päätyle-
vyn yläreunasta D mitattiin. Kuvassa 44 on esitetty epäkeskisyyden määrittystapa.



Kuva 44. Ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} epäkeskisyyden e_i pilarin päissä.

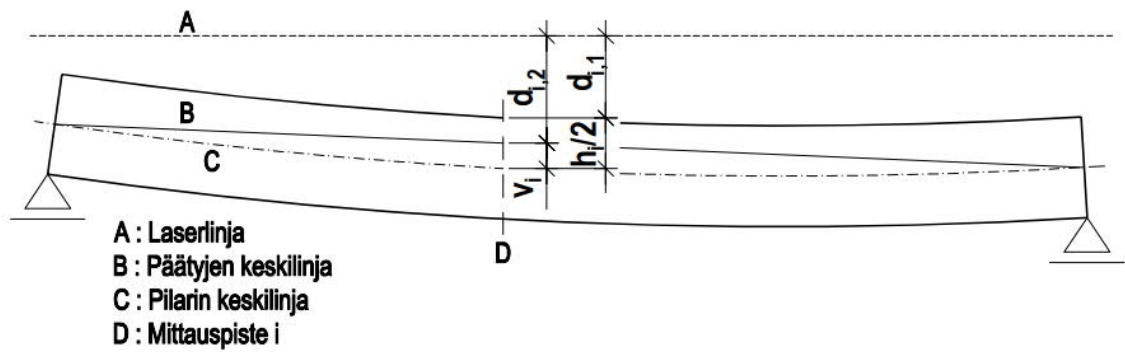
Pilarin omasta painosta aiheutuvan taipuma

Pilarin omasta painosta aiheutuva taipuma mitattiin ennen nurjahduskokeen aloittamista. Pilari nostettiin kuormituskehikkoon rullatukien varaan, tunkkien tasauslevy ajettiin lähes kiinni pilariin niin, että tunkeilta ei tullut kuormaa pilariin ja pilari oli rullatukineen siinä kohdassa, josta kuormitus aloitettiin. Taipuma mitattiin Makita SK103P (kuva 45) itsevaaitsevalla linjalaserilla ja teräsviivaimella betoninpäältä pilarin yläpinnalta. Mittaukset tehtiin pilarin päistä päätylevyn vierestä ja kaikista 13 mittapistestä.



Kuva 45. Pilarin alkutaipuma mitattiin pilarin yläpinnalta itsevaaitsevan linjalaserin valokeilan luomaan vaakasuoraan linjaan.

Linjalaserin vaakasuoraan linjaan mitatut pilarin yläpinnan etäisyydet muutettiin pilarin keskilinjan taipumaksi lisäämällä mittaustuloksiin ensin mittauspisteen mitatun korkeuden puolikas ja määrittämällä näin saatujen tulosten etäisyys pilarin päätyjen keskipisteiden väliseen suoraan (kuva 46). Mittauspisteissä, joista pilarin poikkileikkauksen korkeusmitta puuttui, korkeus määritettiin viereisten mittauspisteiden korkeuksien keskiarvona.



Kuva 46. Pilarin alkutaipuman v_i määrittäminen linjalaserin vaakasuoraan mitatun taipuman $d_{i,1}$, pilarin päätyjen keskilinjan (keskilinjan etäisyys laserlinjasta $d_{i,2}$) ja mittauspisteen korkeuden h_i mukaan.

Alkutaipumat v_i mittauspisteiden kohdalla määritettiin kaavalla

$$v_i = d_{i,1} + h_i/2 - d_{i,2} \quad (60)$$

missä $d_{i,1}$ on pilarin yläpinnan etäisyys laserlinjasta

$h_i/2$ on pilarin keskilinjan etäisyys yläpinnasta

$d_{i,2}$ on päätyjen keskilinjojen välisen suoran etäisyys laserlinjasta

Pilariin kohdistetun normaalivoiman alkuepäkeskisyys

Tunkeilla pilariin tuotetun ulkoisen normaalivoiman alkuepäkeskisyys pilarin mittauspisteissä määritettiin alkutaipuman v_i ja päätyjen epäkeskisyyksien $e_{0,1}$ ja $e_{0,2}$ mukaan. Päätyjen epäkeskisyyden vaikutus pilarin mittauspisteisiin huomioitiin kuormituspisteiden välisen suoran etäisyytenä päiden keskilinjojen väliseen suoraan. Näin mittauspisteen alkuepäkeskisyys e_{0i} saatiin määritettyä kaavalla

$$e_{0i} = \left(\frac{e_{0,2} - e_{0,1}}{L} x_i + e_{0,1} \right) + v_i \quad (61)$$

missä L on pilarin pituus

x_i on mittauspisteen etäisyys pilarin päästä

v_i on pilarin alkutaipuma mittauspisteen kohdalla

4.4 Pilarien kuormitusohjelmat

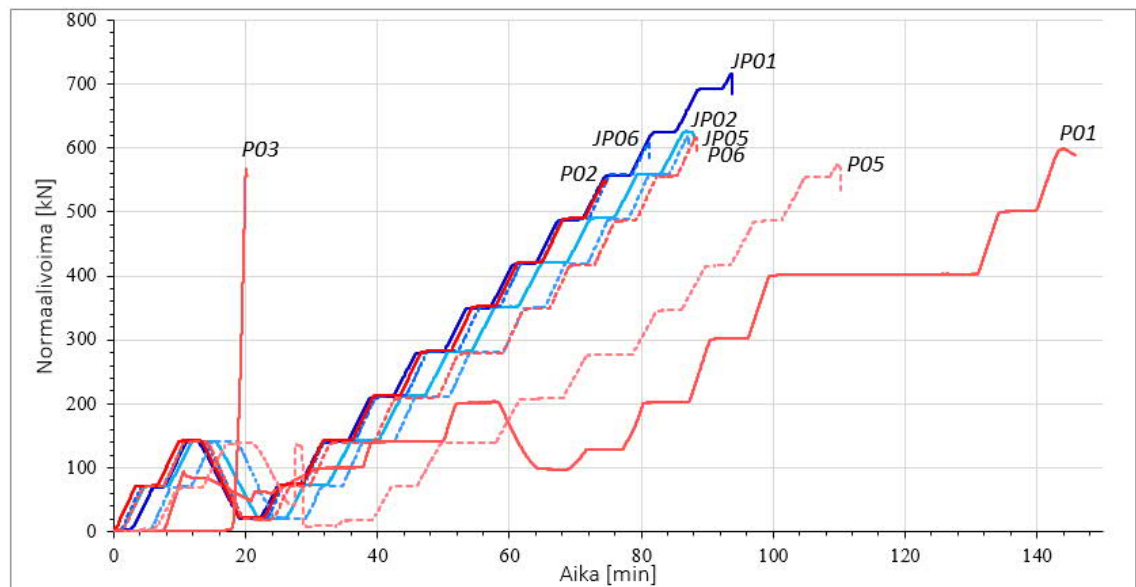
Kuormitusohjelmissa pilarien ulkoista normaalivoimaa N_{ulk} lisättiin portaittain. Jokaiselle portaalle nousu kesti noin 3 minuuttia ja jokaisella portaalla viivytettiin noin 3 minuuttia tai

pidempään. Ennen varsinaisen kuormitusohjelman aloittamista pilarille tehtiin esikuormitus, jonka aikana tarkistettiin mittalaitteiden ja kuormitusjärjestelyn toimivuus. Esikuormituksessa pilarin ulkoista normaalivoimaa kasvatettiin kuormitusohjelman mukaisesti 2 ensimmäistä porrasta ylöspäin, tehtiin mittalaitteiden ja kuormitusjärjestelyn tarkistukset ja laskettiin kuorma noin 3 minuutissa takaisin lähelle nollaa, viivytettiin nollan lähellä noin 3 minuuttia ja aloitettiin varsinainen kuormitusohjelma.

Kuormitusjärjestyksen valinnassa pyrittiin siihen, että kaikkia pilarityyppejä kuormitettiin tasaisesti vuorotellen ja saman valuerän pilarit kuormitettiin peräjäälkeen.

Kuormitustapa 1

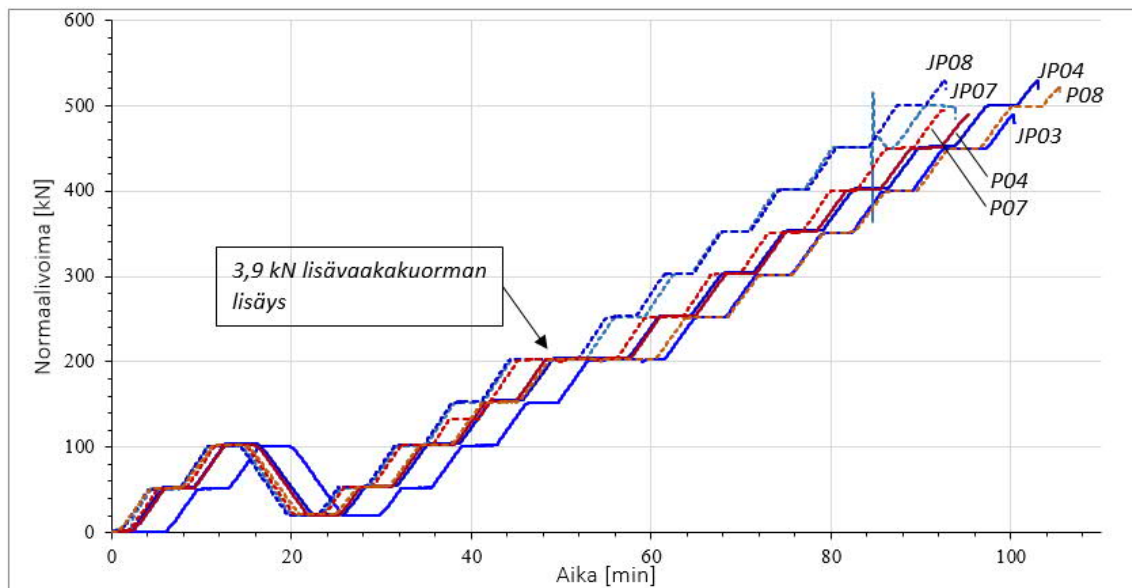
Kuormitustavalla 1 kuormitettiin 2 yksimittaista esijännitettyä pilaria, 2 jatkettua esijännitettyä pilaria, 2 yksimittaista teräsbetonipilaria ja 2 jatkettua teräsbetonipilaria. Kuormitustavalla 1 pilariin lisättiin ulkoista normaalivoimaa N_{ulk} kuormitusportaittain, kunnes pilari nurjahti. Teräsbetonipilarilla P01 kuormitusportaat olivat 100 kN, jonka jälkeen kuormitusportaat kevennettiin 70 kN:iin pilareille JP01, JP02, JP05, JP06, P02, P03, P05 ja P06. Teräsbetonipilari P03 kuormitettiin kuormituslaitteiston täydellä kuormitusnopeudella murtoon ilman kuormitusportaita. Kuvassa 47 on esitetty kuormitusten kulku ja liitteessä H pilarikohtaiset kuormitustiedot ja kuormituksesta tehdyt huomiot: nurjahduskokeen kuormituspöytäkirjat.



Kuva 47. Kuormitustavalla 1 kuormitettujen pilarien kuormitusohjelmien eteneminen ajan suhteen. Siniset käyrät ovat esijännitettyjä pilareita, punaiset käyrät ovat teräsbetonipilareita, yksimittaiset pilarit ovat yhtenäisellä viivalla ja jatkettut pilarit katkoviivalla.

Kuormitustapa 2

Kuormitustavalla 2 kuormitettiin 2 yksimittaista esijännitettyä pilaria, 2 jatkettua esijännitettyä pilaria, 2 yksimittaista teräsbetonipilaria ja 2 jatkettua teräsbetonipilaria. Pilarit olivat JP03, JP04, JP07, JP08, P04, P07 ja P08. Kuormitustavalla 2 pilariin lisättiin ulkoista normaalivoimaa N_{ulk} kuormitusportaittain ja kun ulkoinen normaalivoima oli 200 kN, pilariin lisättiin noin 3,9 kN:n pistemäinen lisävaakakuorma pilarin keskelle. Vaakakuorman lisäyksen jälkeen ulkoista normaalivoimaa lisättiin kuormitusportaittain, kunnes pilari nurjahti. Kuormitusportaat olivat 50 kN. Kuvassa 48 on esitetty kuormitusten kulku. Nurjahduskokeen kuormituspöytäkirjat ovat liitteessä H.



Kuva 48. Kuormitustavalla 2 kuormitettujen pilarien kuormitusohjelmien eteneminen ajan suhteen. Siniset käyrät ovat esijännitettyjä pilareita, punaiset käyrät ovat teräsbetonipilareita, yksimittaiset pilarit ovat yhtenäisellä viivalla ja jatkettut pilarit katkoviivalla.

4.5 Nurjahduskokeen laskennallisen tarkastelun lähtötiedot

Nurjahduskokeen yhteydessä pilareiden mittoja tarkistettiin ja niiden materiaaliominaisuuksia selvitettiin. Näitä tuloksia käytettiin laskennallisen tarkastelun pilarikohtaisen tulosanalyysin lähtötietoina.

Betoni

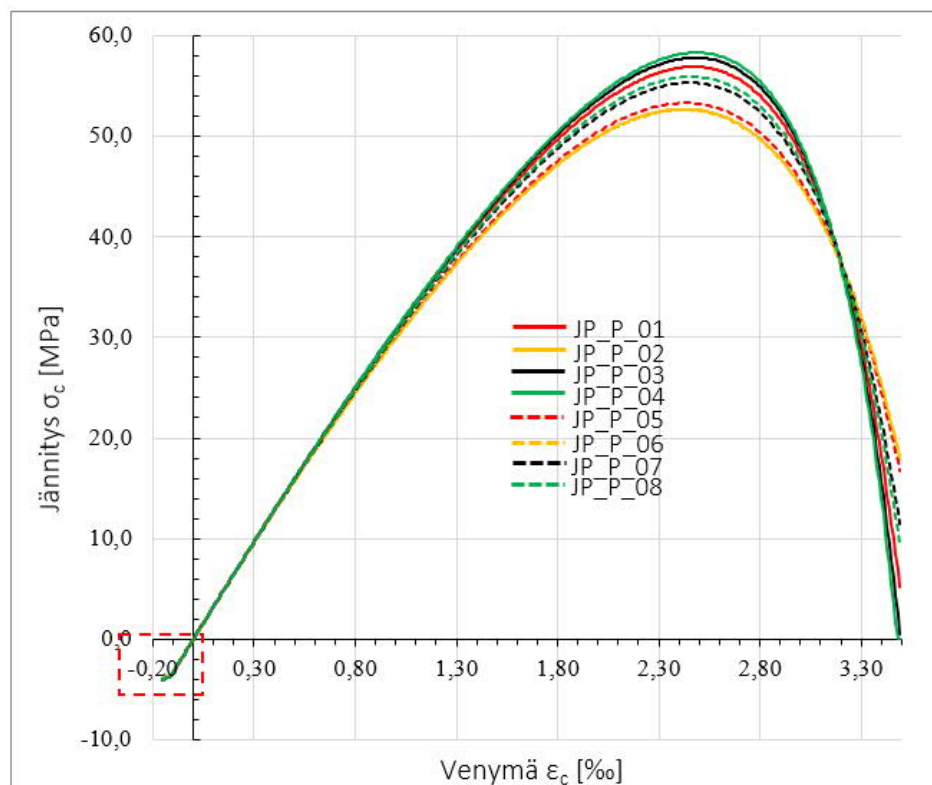
Pilaribetonin puristuslujuus testattiin pilarin kuormituksen yhteydessä. Testaustapa on esitetty tarkemmin kohdassa 4.3.1. Liitteessä D on kaikkien pilaribetonien lujuuskoetulokset ja taulukossa 2 on esitetty niiden perusteella laskennallisessa analyysissä käytetyt puristuslujuudet f_{cm} .

Taulukko 2. Pilaribetonien puristuslujuudet f_{cm} .

	JP01	JP02	JP03	JP04	JP05	JP06	JP07	JP08
	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
f_{cm} [MPa]	56,9	52,7	57,8	58,3	53,3	52,6	55,3	55,9

Pilaribetonin kimmomoduuli E_{cm} testattiin kohdassa 4.3.1 esitetyllä tavalla. Testaustulokset on esitetty liitteessä E. Pilarien laskennallisessa tarkastelussa kaikille pilareille käytettiin samaa kimmomoduulia **$E_{cm}=32,8$ GPa**, joka oli testaustulosten keskiarvo.

Betonin materiaaalimalli määritettiin puristuslujuuden f_{cm} ja kimmomoduulin E_{cm} mukaan Fib 43 mukaisesti. Materiaaalimalli on esitetty tarkemmin kohdassa 2.1.1. Kuvaan 49 on koottu kaikkien pilaribetonien JP_P_01-08 määritetyt materiaaalimallit. Valueriä oli yhteensä 8 ja jokaisessa valuerässä valettiin yksi esijännitetty pilari ja yksi teräsbetonipilari. Pilarinumerot 01-08 ovat samassa valuerässä valetuilla pilareilla samat. Vetolujuutta ei huomioitu laskelmissa muuten kuin sen huomioon ottamisen vaikutusta vertailtaessa.



Kuva 49. Pilaribetonien materiaaalimallit pilareittain JP_P_01-08. Laskennallisessa tarkastelussa vetolujuutta ei huomioitu kuin sen huomioon ottamisen vaikutusta laskentaan vertailtaessa. Vetolujuus on ympäröity punaisella katkoviivalla.

Jännepunokset

Jännepunosten ominaisuudet määritettiin valmistajan ainestodistuksesta. Pilareissa käytettiin kahta eri punoskelaa, joiden ominaisuudet poikkesivat hieman toisistaan. Laskennassa punoksille käytettiin näiden ominaisuuksille ilmoitettujen testaustulosten keskiarvoja pois lukien murtovenymä, jona käytettiin arvoista pienempää. Jännepunosten ainestodistus on liitteenä F. Pilareissa käytetyt valmistuserät on ympäröity punaisella. Laskennassa jännepunokselle käytettiin myötölujittuvaa materiaaialimallia. Materiaaialimalli on esitelty tarkemmin kohdassa 2.1.1 ja kuvassa 50 on esitetty laskennallisessa analyysissä määritetty materiaaialimalli. Taulukossa 3 on esitetty laskennassa käytetyt arvot jännepunosten ominaisuuksille A_p on yksittäisen punoksen poikkipinta-ala, $A_{p,tot}$ on pilari-poikkileikkauksen jännepunosten poikkipinta-ala yhteensä, $f_{p0,1}$ on 0,1% pysyvän venymän aiheuttava jännitys, ϵ_{py} on $f_{p0,1}$:ta vastaava venymä, f_{pu} on punoksen murtoraja, ϵ_{pu} on jännepunoksen murtovenymä, E_p on jännepunoksen kimmokerroin ja E_{py} on jännepunoksen kimmokerroin myödessä myötölujittuvalla materiaaialimallilla.

Taulukko 3. Jännepunosten ominaisuudet.

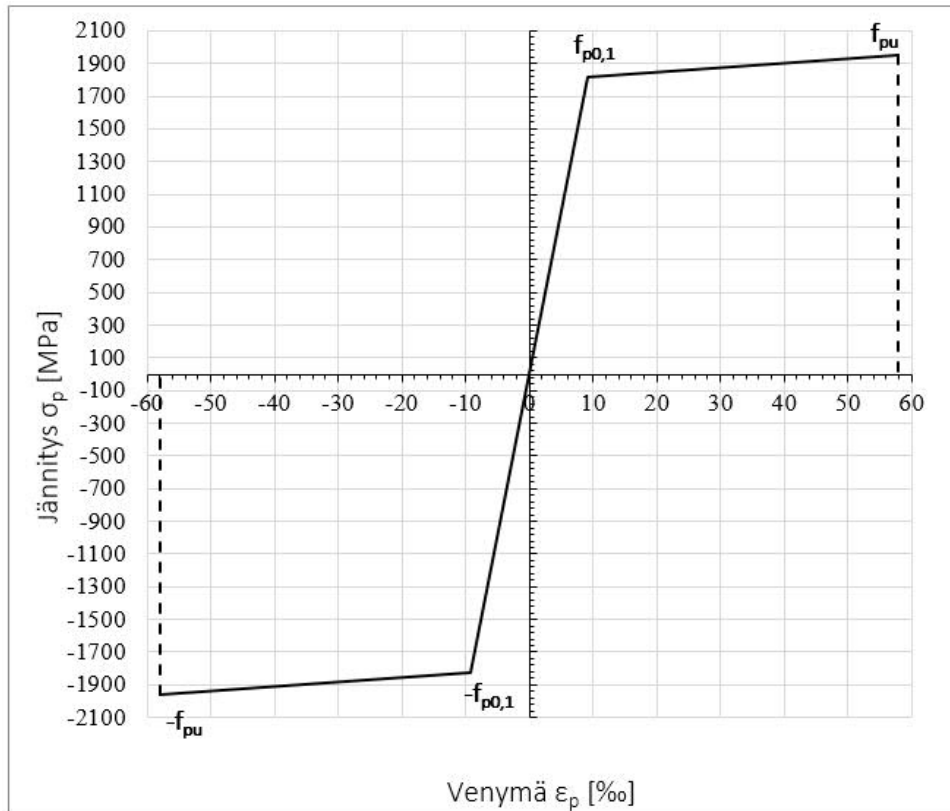
A_p	$A_{p,tot}$	$f_{p0,1}$	ϵ_{py}	f_{pu}	ϵ_{pu}	E_p	E_{py}
[mm ²]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[GPa]
93,1	372,4	1821,7	9,15	1955,9	58	199	2,7

0,1 %:n pysyvän venymän aiheuttavaa jännitystä vastaava venymä määritettiin kaavalla

$$\epsilon_{py} = \frac{f_{p0,1}}{E_p} \quad (62)$$

Myödon jälkeinen kimmomoduuli määritettiin kaavalla

$$E_{py} = \frac{f_{pu} - f_{p0,1}}{\epsilon_{pu} - \epsilon_{py}} \quad (63)$$



Kuva 50. Jännepunoksille laskennallisessa tarkastelussa määritetty myötölujittuva materiaaalimalli.

Harjateräkset

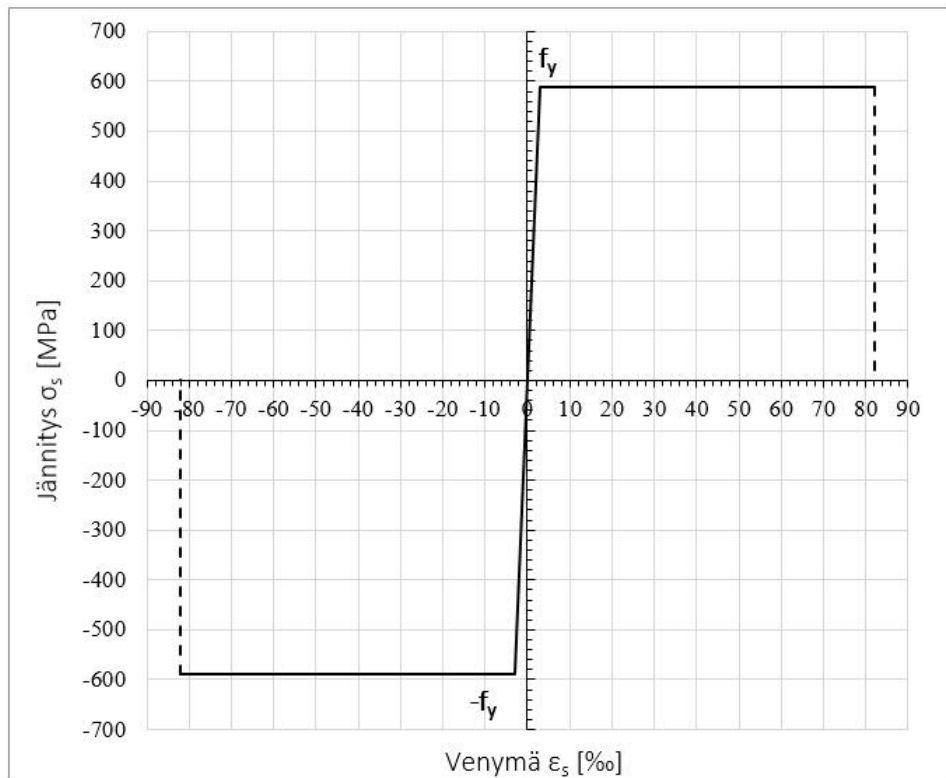
Harjaterästen ominaisuudet määritettiin pilarien T25 terästen aineodistuksesta. Ominaisuuksien arvoksi valittiin aineodistuksessa esitettyjen mittaustulosten keskiarvot pois lukien murtovenymä ϵ_{su} , jonka arvoksi valittiin testaustuloksista heikoin. Harjaterästen aineodistus on liitteenä G. Pilareissa valmistuserä on ympäröity punaisella. Kaikille harjateräksille käytettiin laskennassa samoja arvoja, myös T12 venymäsauvoille. Laskennassa harjateräksille käytettiin ideaali-kimmoplastista materiaaalimallia. Materiaalimalli on esitelty tarkemmin kohdassa 2.1.1 ja kuvassa 51 on laskennallisessa tarkastelussa määritetty materiaaalimalli. Taulukossa 4 on esitetty harjaterästen ominaisuudet. A_s on yksittäisen harjateräksen poikkipinta-ala, $A_{s,tot}$ on pilaripoikkileikkauksen harjaterästen pinta-ala yhteensä, f_y on harjateräksen myötöraja, ϵ_{sy} on harjateräksen myötövenymä, ϵ_{su} on harjateräksen murtovenymä ja E_s on harjateräksen kimmokerroin.

Taulukko 4. Harjaterästen ominaisuudet.

A_s	$A_{s,tot}$	f_y	ϵ_{sy}	ϵ_{su}	E_s
[mm ²]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[‰]	[GPa]
493	1972	589	2,95	82	200

Myötövenymä määritettiin kaavalla

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (64)$$



Kuva 51. Harjateräkselle laskennallisessa tarkastelussa määritetty ideaali-kimomoplastinen materiaaalimalli.

Pilarien esijännitys

Laskennallisessa tarkastelussa esijännitettyjen pilarien jännepunoksista pilariin siirtyvää esijännitystä mitattiin kohdassa 4.3.1 esitetyllä tavalla. Punoksiin vedettiin 1200 MPa jännitys ja jännityksen jälkeen ennen pilarin kuormitusta jännevoimahäviön arvioimiseksi mitatut venymät $\epsilon_{häviö}$ on esitetty taulukossa 5. Venymät ovat mitattujen ylä- ja alapinnan venymien keskiarvo. Hakasulkeissa oleva numero kuvaa mittauspistettä, josta venymiä on mitattu.

Taulukko 5. Jännevoimahäviön aiheuttamat venymät. YP on yläpinnan venymäsauvalla mitattu venymä ja AP on alapinnan venymäsauvalla mitattu venymä.

[‰]	YP [7]	AP [7]			$\epsilon_{\text{häviö}}$
JP01	-0,577	-0,270			-0,424
JP02	-0,604	-0,290			-0,447
JP03	-0,620	-0,296			-0,458
JP04	-0,610	-0,323			-0,466
[‰]	YP [4]	AP [10]	YP [4]	AP [10]	$\epsilon_{\text{häviö}}$
JP05	-0,588	-0,265	-0,624	-0,256	-0,433
JP06	-0,580	-0,308	-0,623	-0,298	-0,452
JP07	-0,593	-0,336	-0,615	-0,296	-0,460
JP08	-0,563	-0,296	-0,600	-0,276	-0,434

Taulukossa 6 on esitetty mittauksella määritetyt esijännitystä vastaavat punosjännitykset $\sigma_{p,0}$, esijännitystä vastaavat punosvenymät $\epsilon_{p,0}$, esijännityksestä syntyvä pilarin sisäinen normaalivoima $N_{p,0}$, sekä esijännityksestä aiheutuva betonin puristusjännitys $\sigma_{cp,0}$ ja puristuma $\epsilon_{cp,0}$.

Taulukko 6. Pilarien esijännitys $\sigma_{cp,0}$ ja $N_{p,0}$ ja esijännityksen vaikutukset pilareissa.

	JP01	JP02	JP03	JP04
$\sigma_{p,0}$ [MPa]	1116	1111	1109	1107
$\epsilon_{p,0}$ [‰]	5,61	5,58	5,57	5,56
$N_{p,0}$ [kN]	415,4	413,5	412,8	412,0
$\sigma_{cp,0}$ [MPa]	-5,1	-5,1	-5,2	-5,2
$\epsilon_{cp,0}$ [‰]	-0,158	-0,158	-0,158	-0,159
	JP05	JP06	JP07	JP08
$\sigma_{p,0}$ [MPa]	1114	1110	1108	1114
$\epsilon_{p,0}$ [‰]	5,60	5,58	5,57	5,60
$N_{p,0}$ [kN]	414,6	423,1	412,4	414,6
$\sigma_{cp,0}$ [MPa]	-5,1	-5,1	-5,1	-5,1
$\epsilon_{cp,0}$ [‰]	-0,159	-0,158	-0,158	-0,158

Jännepunosten esijännitys jännityshäviöt huomioiden määritettiin kaavalla

$$\sigma_{p,0} = 1200 \text{ MPa} - \varepsilon_{\text{häviö}} E_p \quad (65)$$

Esijännitystä vastaavat punosvenymät määritettiin kaavalla

$$\varepsilon_{p,0} = \frac{\sigma_{p,0}}{E_p} \quad (66)$$

Esijännityksestä syntyvä pilarin sisäinen normaalivoima määritettiin kaavalla

$$N_{p,0} = A_{p,tot} \sigma_{p,0} \quad (67)$$

missä $A_{p,tot}$ on jännepunosten kokonaispinta

Esijännityksestä aiheutuva betonin puristusjännitys määritettiin kaavalla

$$\sigma_{cp,0} = -\frac{N_{p,0}}{A_{p,tot}} \quad (68)$$

missä $A_{c,tot}$ on betonin poikkipinta-ala

Betonin puristusjännitystä vastaava venymä määritettiin Fib 43 materiaalimallin mukaan kaavalla

$$\varepsilon_c(\sigma_c) = \frac{-[\sigma_c(k-2)-k*f_{cm}] + \sqrt{[\sigma_c(k-2)-k*f_{cm}]^2 - 4f_{cm}*\sigma_c}}{2f_{cm}} \varepsilon_{c1} \quad (69)$$

missä olevat materiaalimallin muuttujat on esitetty tarkemmin kohdassa 2.1.1

Esijännityksestä aiheutuva betonin puristuma määritettiin kaavalla

$$\varepsilon_{cp,0} = \varepsilon_c(\sigma_{cp,0}) \quad (70)$$

Pilarin mitat

Pilareilla laskennallisessa tarkastelussa käytetty poikkileikkaus oli mittauspisteen 7 kohdalla määritetyn poikkileikkauksen mukainen. Pilarin mitat tarkistettiin mittaamalla ja jännepunosten, harjaterästen ja venymäsauvojen sijainnit tarkistettiin sahaamalla pilari poikki ja mittaamalla sijainnit sahatusta poikkileikkauksesta. Pilarien mittauksia on käsitelty tarkemmin kohdassa 4.3.2 ja mittaustulokset on esitetty liitteissä I ja J. Tässä työssä pilarien laskennallista tarkastelua tehtiin vain yksimittaisille pilareille. Pilareille käytetyt poikkileikkausmitat on esitetty taulukossa 7, jossa h on poikkileikkauksen korkeus, b on leveys, h_{sauva} on venymäsauvan etäisyys yläpinnasta, z_{sauva} on venymäsauvan etäisyys alapinnasta, z_{yp} on ylempien jännepunosten tai harjaterästen keskiöiden keskimääräinen

etäisyys alapinnasta, z_{ap} on alempien jännepunosten tai harjaterästen keskiöiden keskimääräinen etäisyys alapinnasta ja e_0 on pilarin päiden epäkeskisyyksien $e_{0,1}$ ja $e_{0,2}$ keskiarvo.

Taulukko 7. Laskennallisessa tarkastelussa pilareille käytetyt poikkileikkausmitat.

[mm]	JP01	JP02	JP03	JP04	P01	P02	P03	P04
h	284	284	281,5	282,5	278,5	279	279	279
b	285,5	285	286	283	276	274,5	277	274,5
h_{sauva}	240	237	234,5	235,5	236,5	234	237	234
z_{sauva}	44	47	47	47	42	45	42	45
z_{yp}	234,5	236	236	237	226,5	227,5	227	226
z_{ap}	46,5	49,5	49,5	50	51	53,5	52,5	52
e_0	16	17	17,5	16,5	14,5	16	17	16,5

Pilarein nurjahduspituutena L_0 käytettiin 10160 mm. Pilarien todellinen mitta oli noin 10000 mm ja 160 mm lisäyksellä otettiin huomioon pilarin tuentatapa kuormituskehässä. Pilarien toteutuneet mitat on esitetty liitteessä I ja tuentatapa on esitetty kohdassa 4.1.2.

Pilarin omapaino

Pilarien omapaino määritettiin laskennallisesti huomioimalla pilarin koko mittauspisteistä mitattujen sivumittojen keskiarvona. Mittauspisteiden sivumitat on esitetty liitteessä I. Betonin tiheytenä kullekin pilarille käytettiin nurjahduskokeen yhteydessä sen lujuuden määrittystä varten lujuuskoekappaleista porattujen D100x200 rakennekoekappaleiden keskimääräistä tiheyttä. Tiheydet on esitetty liitteessä D. Pääraudoitus 4T25 (=1964 mm²) ja punokset 4J12,5 (=372 mm²) huomioitiin nimellispoikkipinta-alan mukaan. Haotus T8 (50 mm²) huomioitiin 250 mm:n jaolla koko pilarin matkalla. Teräksen tiheytenä käytettiin 78,5 kN/m³. Pilarien omat painot on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Pilarien omat painot.

	JP01	JP02	JP03	JP04	JP05	JP06	JP07	JP08
g [kN/m]	1,96	1,97	1,96	1,96	1,96	1,95	1,96	1,95
	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
g [kN/m]	1,97	1,98	1,98	1,98	1,99	2,00	1,99	1,98

Pilarin lisävaakakuorma

Laskennallisessa tarkastelussa kuormitustavalla 2 kuormitettujen pilarien vaakakuormana käytettiin kahta 1,95 kN pistekuormaa $F/2=1,95$ kN ($F=3,9$ kN). Pistekuormien välisenä etäisyytenä käytettiin 550 mm ja ne oletettiin sijaitsevan keskeisesti pilarin keskipisteeseen nähden.

4.6 Nurjahduskokeen tulostul分析in lähtötiedot ja tehdyt olettamukset

Nurjahduskokeessa kaikille mitattaville suureille ei ollut mahdollista määrittää luotettavaa nollatasoa mittaamalla. Joidenkin ominaisuuksien tai mittojen tarkempi määrittäminen olisi monimutkaistanut mittauksia ja tulosten analysointia liikaa saatava hyöty otettuna huomioon. Tästä syystä muun muassa pilarin venymien alkuarvot määritettiin laskennallisesti ja pilarin kaikissa mittauspisteissä käytettiin samaa poikkileikkausta, vaikka todellisuudessa pientä eroa olikin.

Pilarien kuormituksen aikana tehdyillä kontrollimittauksilla (lämpötila ja dummy-kappalemittaus, katso kohta 4.1.3) ei havaittu niin suurta poikkeavuutta kuormituksen aikaisissa olosuhteissa, että niillä olisi ollut mittaustulosten tulkinnan kannalta merkitystä. Näin ollen ne jätettiin analyysissä huomioon ottamatta. Kuormituksen aikana pilarin lämpötila nousi lämpötilan mittauspisteessä noin 0,1 astetta ja venymäliuskojen nollat siirtyivät dummy-kappalemittauksen perusteella noin 0,0035 %:n venymää vastaavan verran. Lämpötila- ja vertailumittaustuloksista pilarin JP01 tulokset on esitetty liitteessä A.

Pilarin poikkileikkaus mittauspisteiden kohdalla

Tulostul分析issa pilarin poikkileikkauksen otaksuttiin yksimittaisilla pilareilla olevan mittauspisteiden 7 kohdalta sahatun poikkileikkauksen mukainen ja jatketuilla pilareilla mittauspisteiden 4 ja 10 kohdalta sahattujen poikkileikkausten keskiarvon mukainen. Määrittely on esitetty tarkemmin kohdassa 4.5.

Normaalivoiman alkuepäkeskisyys

Normaalivoiman alkuepäkeskisyyden määrittäminen on esitetty kohdassa 4.3.3. Pilareiden alkutaipuma pilarin yläpintaan ja poikkileikkauksen keskelle mitattuna eri mittauspisteissä on esitetty liitteessä K. Taipumien ja päätyepäkeskisyyden perusteella määritetyt alkuepäkeskisyys eri mittauspisteissä on esitetty taulukossa 9. Jatketuissa esijännitetyissä pilareissa jännepunokset eivät kulkeneet jatkosliitoksen yli. Liitoksesta puuttui näin ollen pilaria jäykistävä jännevoima. Liitoksen vaikutus on nähtävissä muun muassa jatkettujen esijännitettyjen pilarien JP05-08 mittauspisteiden 7 suurempana alkuepäkeskisyysnä yksimittaisiin esijännitettyihin pilareihin JP01-04 verrattuna. Teräsbetonipilareilla liitoksen vaikutus ei ollut näin suuri kuin esijännitetyillä pilareilla, koska liitoksen ruuvikoko oli likimäärin pääteräksiä vastaava. Yksimittaiset teräsbetonipilarit olivat P01-04 ja jatkettut P05-P08.

Taulukko 9. Normaalivoiman alkuepäkeskisyys e_{0i} [mm] pilareiden mittauspisteissä. Mittauspiste [7] oli pilarin keskellä.

mittaus- piste	JP 01	JP 02	JP 03	JP 04	JP 05	JP 06	JP 07	JP 08	P 01	P 02	P 03	P 04	P 05	P 06	P 07	P 08
tunkkipää	18	20	18	17	18	17	16	16	15	17	19	17	18	16	16	15
[1]	19	20	18	16	18	19	15	16	16	18	18	18	20	17	17	14
[2]	21	26	24	22	26	27	21	23	27	29	29	30	30	26	26	24
[3]	24	31	26	27	32	33	27	29	35	38	39	38	40	34	36	32
[4]	26	32	30	29	37	39	32	32	43	44	44	45	49	41	42	40
[5]	27	34	32	30	39	39	34	35	44	46	48	47	51	42	44	41
[6]	27	34	32	31	40	41	35	36	46	48	49	49	52	43	47	42
[7]	29	35	34	31	42	42	37	37	46	48	49	49	52	45	47	42
[8]	28	35	36	31	40	42	36	37	46	47	48	48	52	44	47	41
[9]	27	33	33	30	39	39	34	36	44	44	47	47	49	43	45	41
[10]	25	32	31	29	35	36	31	34	43	42	45	43	46	42	42	40
[11]	22	28	27	26	30	31	26	29	34	35	39	36	40	36	42	34
[12]	19	23	22	22	24	24	20	23	25	26	26	28	29	27	38	26
[13]	14	17	17	15	15	16	13	17	14	14	15	15	18	17	17	15
passiivipää	14	14	17	16	14	15	13	16	14	15	15	16	16	16	15	14

Pilarien päätyepäkeskisyys määritettiin kohdassa 4.3.2 esitetyllä tavalla. Taulukoissa 10 ja 11 on esitetty pilarien päätymitat ja niistä määritetyt epäkeskisyys. Taulukoissa h on pilarin pään korkeus ja h/2 sen puolikas, D on kuormapisteen etäisyys päätylevyn reunasta, d on pilarin yläreunan etäisyys päätylevyn reunasta.

Taulukko 10. Esijännitettyjen pilarien päiden mitat ja normaalivoiman epäkeskisyys $e_{0,1}$ (tunkkipää) ja $e_{0,2}$ (passiivipää) pilarin päissä.

[mm]	JP 01	JP 02	JP 03	JP 04	JP 05	JP 06	JP 07	JP 08
tunkkipää								
h	282	283	282	283	284	282	285	283
D	228	228	228	228	228	228	228	228
d	105	106	105	103	104	104	101	102
$e_{0,1}$	18	19,5	18	16,5	18	17	15,5	15,5
passiivipää								
h	283	280	285	285	282	284	284	282
D	228	228	228	228	228	228	228	228
d	100	102	102	101	101	101	99	103
$e_{0,2}$	13,5	14	16,5	15,5	14	15	13	16

Taulukko 11. Teräsbetonipilarien päiden mitat ja normaalivoiman epäkeskisyydet $e_{0,1}$ (tunkkipää) ja $e_{0,2}$ (passiivipää) pilarin päissä.

[mm]	P 01	P 02	P 03	P 04	P 05	P 06	P 07	P 08
tunkkipää								
h	279	280	282	280	280	280	280	280
D	228	228	228	228	228	228	228	228
d	103	105	106	105	106	104	104	103
$e_{0,1}$	14,5	17	19	17	18	16	16	15
passiivipää								
h	282	282	280	282	280	280	280	280
D	228	228	228	228	228	228	228	228
d	101	102	103	103	104	104	103	102
$e_{0,2}$	14	15	15	16	16	16	15	14

Omasta painosta ja lisävaakakuormasta aiheutuva taivutusmomentti

Pilarien oman painon määrittäminen on esitetty kohdassa 4.5. Omasta painosta g aiheutuva taivutusmomentti pilarin mittauspisteissä määritettiin laskennallisesti kaavalla

$$M_{omap}(x_i) = \frac{1}{2} g L_0^2 \left[\frac{x_i}{L_0} - \left(\frac{x_i}{L_0} \right)^2 \right] \quad (71)$$

missä L_0 on pilarin jännemitta, eli nurjahduspituus

x_i on mittauspisteen etäisyys pilarin päästä

Lisävaakakuorma F ja sen sijainti on esitetty tarkemmin kohdassa 4.5. Lisävaakakuormasta aiheutunut taivutusmomentti määritettiin kaavalla

$$M_{lisä}(x_i) = \frac{F}{2} \left[(a+b) \frac{x_i}{L_0} - \langle x_i - a \rangle - \langle x_i - b \rangle \right] \quad (72)$$

missä a ja b ovat kuormapisteiden etäisyys pilarin päästä (vaakakuorma F muodostui kahdesta kuormasta $F/2$, jotka olivat symmetrisesti pilarin keskellä)

$$\langle x_i - a \rangle = x_i - a, \text{ kun } x_i - a \geq 0, \text{ muuten } 0$$

$$\langle x_i - b \rangle = x_i - b, \text{ kun } x_i - b \geq 0, \text{ muuten } 0$$

Pilarien omasta painosta ja lisävaakakuormasta aiheutuneet taivutusmomentit määritettiin pilarien mittauspisteessä 7. Tuloksia hyödynnettiin taivutusjäykkyyden kehittymisen analysoinnissa kohdassa 5.3. Muut tehdyt analyysit eivät edellyttäneet taivutusmomentin tuntemista. Omasta painosta ja lisävaakakuormasta aiheutuneet taivutusmomentit on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. Koepilareiden mittauspisteeseen 7 pilarin omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti M_{omap} ja lisävaakakuormasta aiheutuva taivutusmomentti $M_{lisä}$.

[kNm]	JP01	JP02	JP03	JP04	JP05	JP06	JP07	JP08
M_{omap}	14,86	14,87	14,86	14,86	14,86	14,85	14,86	14,85
$M_{lisä}$	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37
[kNm]	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
M_{omap}	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
$M_{lisä}$	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37

Poikkileikkauksen käyristymä ja pilarien alkukäyristymät mittauspisteissä

Pilarin poikkileikkauksen käyristymä määritettiin mittauspisteissä venymäsauvan ja betoniliuskan venymämittaustulosten mukaan otaksumalla poikkileikkaus jokaisen mittauspisteen kohdalla koepilarista sahaamalla todetun poikkileikkauksen mukaiseksi.

Alkukäyristymä määritettiin laskennallisesti mittauspisteeseen pilarin omasta painosta aiheutuvan taivutusmomentin mukaisesti. Laskennassa käytetyt lähtötiedot on esitetty kohdassa 4.5. Alkukäyristymän määrittämisessä ei otettu huomioon betonin vetolujuutta. Alkukäyristymä κ_0 ratkaistiin yhtälöparista

$$\begin{cases} M_{sis}(\varepsilon_{y,0}, (\varepsilon_{y,0} + \kappa_0 h)) = M_{omap} \\ N_{sis}(\varepsilon_{y,0}, (\varepsilon_{y,0} + \kappa_0 h)) = 0 \text{ kN} \end{cases} \quad (73)$$

$$\begin{cases} M_{sis}(\varepsilon_{y,0}, (\varepsilon_{y,0} + \kappa_0 h)) = M_{omap} \\ N_{sis}(\varepsilon_{y,0}, (\varepsilon_{y,0} + \kappa_0 h)) = 0 \text{ kN} \end{cases} \quad (74)$$

missä M_{sis} on pilarin sisäinen taivutusmomentti tarkastelukohdassa

M_{omap} on pilarin omasta painosta aiheutuva taivutusmomentti

$\varepsilon_{y,0}$ on pilarin toisen reunan alkureunavenymä

h on pilarin poikkileikkauksen korkeus

N_{sis} on pilarin sisäinen normaalivoima tarkastelukohdassa.

Kuormituksesta mittauspisteisiin syntyvä käyristymä κ_i määritettiin kaavalla

$$\kappa_i = (\varepsilon_y - \varepsilon_{a,sauva})/h_{sauva} + \kappa_0 \quad (75)$$

missä ε_y on pilarin yläpinnan venymä (betoniliuskamittaus)

$\varepsilon_{a,sauva}$ on pilarin venymä venymäsauvan kohdalla (venymäsauvamittaus)

h_{sauva} on venymäsauvan etäisyys pilarin yläpinnasta

κ_0 on tarkasteltavan mittauspisteen alkukäyristymä.

Tulosanalyysissä alkukäyristymää käytettiin ainoastaan kohdassa 5.3 pilarin taivutusjäykkyyden kehittymisen analysoinnissa. Taivutusjäykkyyden kehittymistä analysoitiin ainoastaan yksimittaisista pilareista pilarin keskeltä mittauspisteessä 7. Taulukossa 13 on esitetty pilareille määritetyt alkukäyristymät.

Taulukko 13. Yksimittaisten pilarien alkukäyristymä κ_0 pilarin omasta painosta mittauspisteessä 7.

κ_0 [1/m]	JP01	JP02	JP03	JP04	P01	P02	P03	P04
mit.piste 7	0,00141	0,00151	0,00157	0,00158	0,00430	0,00437	0,00434	0,00436

Kohdassa 5.5 taipuman yhteyttä käyristymään analysoitiin kuormituksen aloittamisen jälkeen syntyvän käyristymän perusteella, joka määritettiin pilarin reunavenymistä ε_y ja ε_a kaavan 37 mukaisesti. Alkukäyristymää κ_0 ei analyysissä huomioitu.

Poikkileikkauksen venymät ja venymien alkuarvot

Pilarin poikkileikkauksen venymät määritettiin mittauspisteissä venymäsauvan ja betoniliuskan venymämittauksilla. Venymien alkuarvot määritettiin laskennallisesti alkukäyristymän määrittämiseen käytetyn yhtälöparin ratkaisujen $\varepsilon_{y,0}$ ja κ_0 avulla. Kun toinen reunavenymä on $\varepsilon_{y,0}$, toinen on

$$\varepsilon_{a,0} = \varepsilon_{y,0} + \kappa_0 h \quad (76)$$

Pilarin alapinnan venymää mitattiin venymäsauvalla. Poikkileikkauksen venymä venymäsauvan tasossa $\varepsilon_{a,sauva}$ muutettiin reunavenymäksi ε_a kaavalla

$$\varepsilon_a = \frac{h}{h_{sauva}} \varepsilon_{a,sauva} \quad (77)$$

Tässä työssä venymiä analysoitiin ainoastaan yksimittaisilla pilareilla. Alkuvenymiä käytettiin kohdassa 5.2 pilarien reunavenymien analysoinnissa. Taulukossa 14 on esitetty

pilarien yläpinnan (yp) ja alapinnan (ap) venymien alkuarvot niissä mittauspisteissä, joissa venymiä mitattiin.

Taulukko 14. Yksimittaisten pilarien reunavenymien alkuarvot mittauspisteissä.

Mittauspiste	JP01 [‰]	JP02 [‰]	JP03 [‰]	JP04 [‰]
[2] ja [12] yp	-0,247	-0,255	-0,260	-0,261
[2] ja [12] ap	-0,070	-0,062	-0,057	-0,057
[4] ja [10] yp	-0,333	-0,345	-0,350	-0,352
[4] ja [10] ap	0,016	0,028	0,035	0,035
[7] yp	-0,356	-0,370	-0,375	-0,378
[7] ap	0,043	0,059	0,067	0,068
[7] punosvenymä	5,766	5,741	5,731	5,722
Mittauspiste	P01 [‰]	P02 [‰]	P03 [‰]	P04 [‰]
[2] ja [12] yp	-0,152	-0,156	-0,154	-0,155
[2] ja [12] ap	0,409	0,415	0,414	0,415
[4] ja [10] yp	-0,293	-0,301	-0,297	-0,298
[4] ja [10] ap	0,786	0,797	0,794	0,797
[7] yp	-0,326	-0,335	-0,330	-0,331
[7] ap	0,873	0,885	0,881	0,885

5. KOETULOKSET JA LASKENNALLISET TARKASTELUT

Nurjahduskoetulosten analysoinnissa ja laskennallisissa vertailuissa on käytetty kohdissa 4.4 ja 4.5 esitettyjä lähtötietoja ja otaksumia. Laskennallisissa analyyseissä ja vertailuissa pilarin oletetaan käyttäytyvän teknisen taivutusteorian (Eulerin-Bernoullin taivutusteoria) mukaisesti. Betonipoikkileikkaus säilyy pilarin taipumaviivaan nähden kohtisuorana tasana ja sen muodonmuutuskuvio on vastakkaisten reunavenymien ε_y ja ε_a välillä lineaarinen. Pilarien toiminnan laskennallista analyysiä tehtiin siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä ja analyyseissä käsiteltiin ainoastaan yksimittaisia pilareita. Nurjahduskoetuloksia esitetään tässä silti myös jatkettujen pilarien osalta liitoksen mahdollisen vaikutuksen arvioimiseksi.

5.1 Nurjahduskuorma ja normaalivoiman epäkeskisyys

Pilarien nurjahduskuormat N_U on esitetty taulukossa 15. Suurimmat kuormat saavutettiin yksimittaisilla esijännitetyillä pilareilla kuormitustavalla 1.

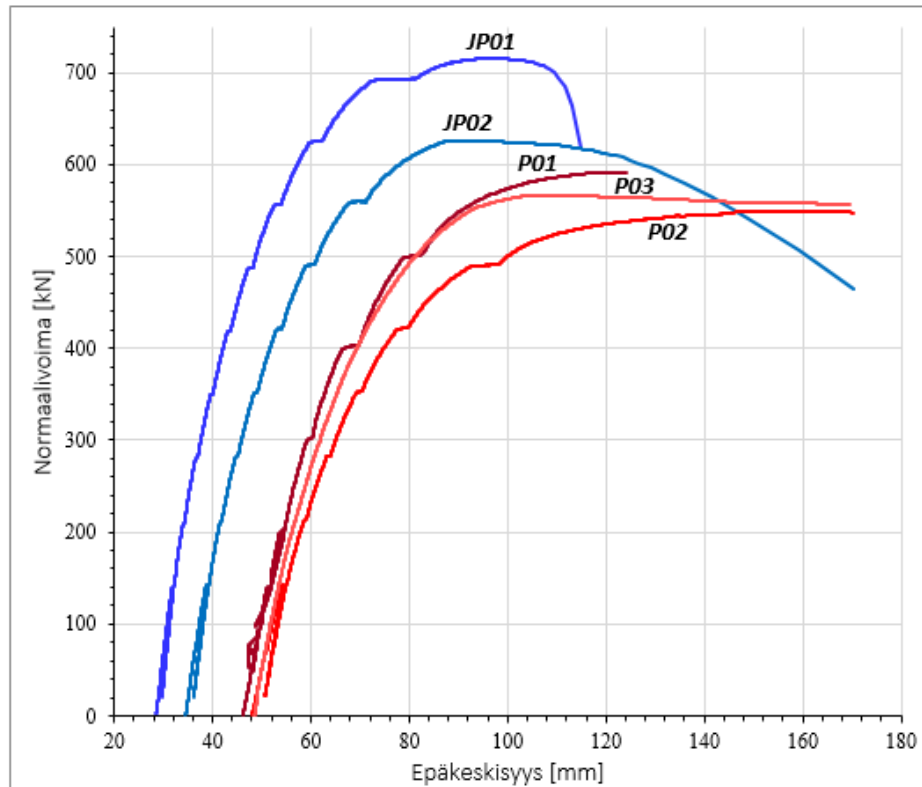
Taulukko 15. Nurjahduskokeessa pilarien saavuttamat nurjahduskuormat N_U . Kuormitustapa 1: aksiaalinen kuorma. Kuormitustapa 2: aksiaalinen kuorma + lisävaaka-kuorma.

Esijännitetty pilari:	JP01	JP02	JP03	JP04	JP05	JP06	JP07	JP08
yksimittainen	x	x	x	x				
jatkettu					x	x	x	x
kuormitustapa 1	x	x			x	x		
kuormitustapa 2			x	x			x	x
N_U [kN]	715	626	489	528	617	608	500	528

Teräsbetonipilari:	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
yksimittainen	x	x	x	x				
jatkettu					x	x	x	x
kuormitustapa 1	x	x	x		x	x		
kuormitustapa 2				x			x	x
N_U [kN]	592	549	566	490	576	616	494	520

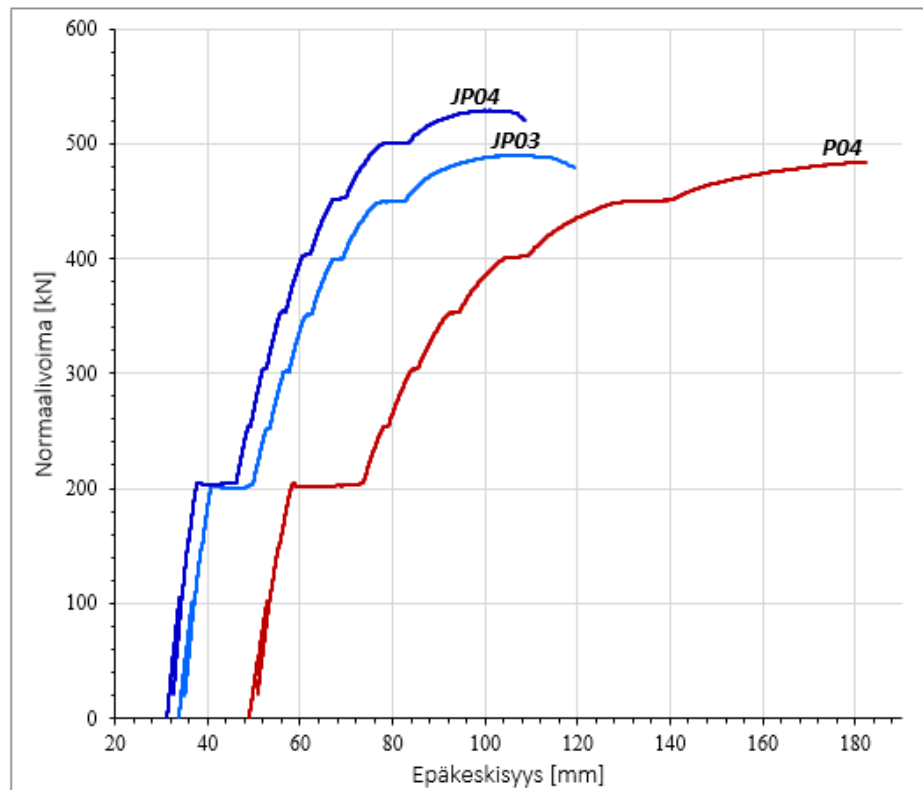
Kuvassa 52 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitettaessa kuormitustavalla 1. Esijännitetyt pilarit (JP01 ja JP02) on esitetty sinisellä ja teräsbetonipilarit (P01, P02 ja P03) punaisella. Kuvaajista nähdään, että yksimittaiset esijännitetyt pilarit taipuivat kuormitettaessa vähemmän kuin vastaavat teräsbetonipilarit. Myös omasta painosta aiheutuva alkutaipuma

ja samalla ulkoisen normaalivoiman N_{ulk} alkuepäkeskisyys oli esijännitetyillä pilareilla pienempää kuin teräsbetonipilareilla.



Kuva 52. Yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 1.

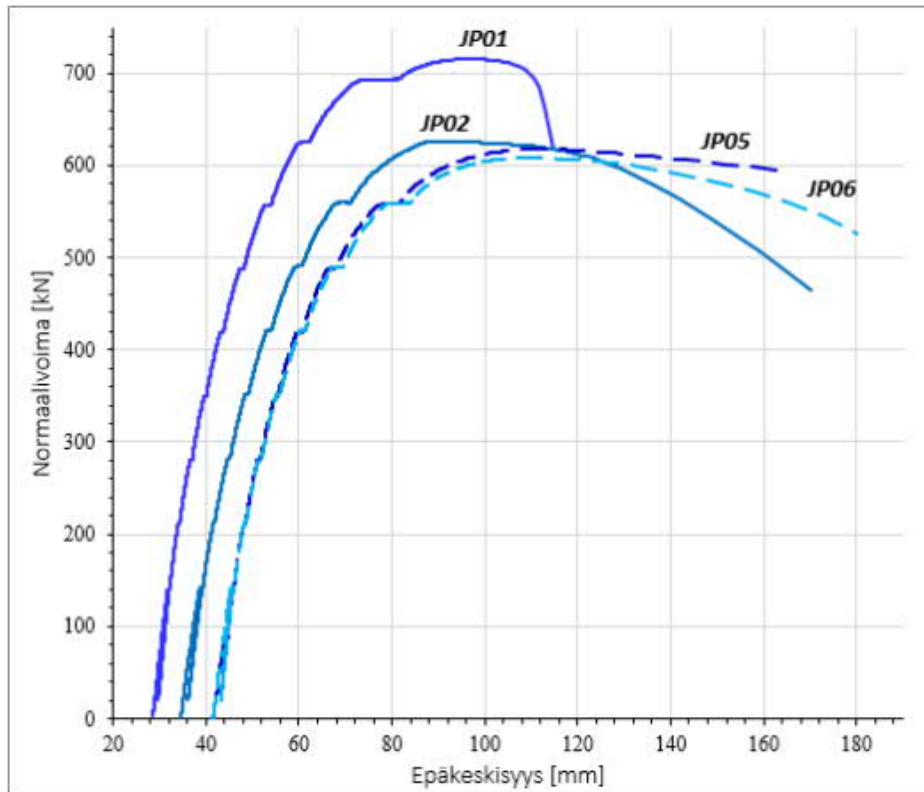
Kuvassa 53 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitettaessa kuormitustavalla 2. Esijännitetyt pilarit (JP 03 ja JP04) on kuvassa sinisellä ja teräsbetonipilari (P04) punaisella. Kuvaajista nähdään, että kun pilariin kohdistuvaa taivutusmomenttia kasvatettiin lisävaakakuormalla, esijännitetyn pilarin normaalivoimakestävyys putosi suhteellisesti enemmän kuin teräsbetonipilarilla. Kuormitustavalla 2 esijännitetyn ja teräsbetonipilarin nurjahduskuormat N_u olivat lopulta hyvin lähellä samaa.



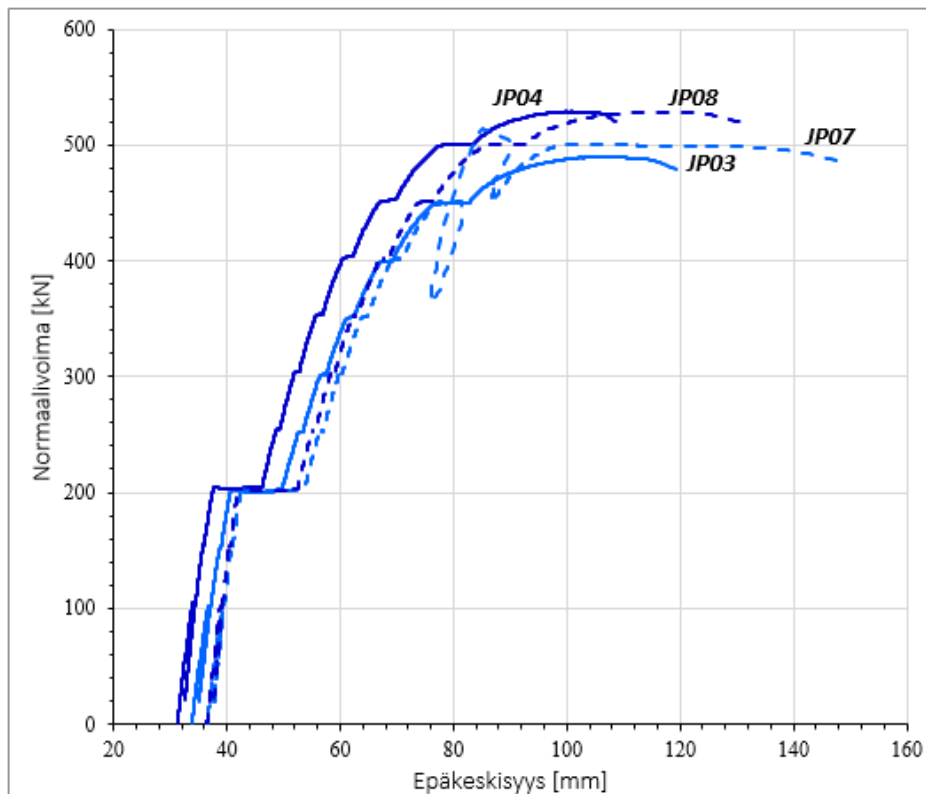
Kuva 53. Yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 2.

Kuvaajien perusteella esijännitys jäykistää pilaria ja esijännitettyjen pilarien taipuma on teräsbetonipilareihin nähden pienempää. Jäykistävä vaikutus heikkenee pilarin käyrityessä. Nurjahduksen jälkeen esijännitettyjen pilarien jäykkyys on selkeästi pienempi kuin teräsbetonipilareilla ja esijännitettyjen pilarien normaalivoima pienenee nopeammin teräsbetonipilareihin verrattuna taipuman kasvaessa. Tämä selittyy esijännitettyjen pilarien pienemmällä teräspoikkipinta-alalla. Kun poikkileikkaus on riittävästi käyristynyt, teräspoikkipinta-alalla on oleellinen vaikutus taivutusjäykyyteen. Taivutusmomenttia vastaan poikkileikkauksen käyristymä on suurempi, kun vetopuolella käyristymistä estää ainoastaan teräspoikkipinta-ala. Pienemmän teräsmäärän takia esijännitettyjen pilarien nurjahdus ei ollut niin sitkeä kuin teräsbetonipilareilla. Osittain teräsbetonipilarin kuvaajan loivempi muoto lähempänä nurjahdusta voi selittyä betonin virumisella.

Kuvassa 54 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja jatkettujen esijännitettyjen pilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitettaessa kuormitustavalla 1 ja kuvassa 55 kuormitettaessa kuormitustavalla 2. Yksimittaiset esijännitettyt pilarit (JP01, JP02, JP03 ja JP04) on esitetty sinisellä yhtenäisellä viivalla ja jatkettut pilarit (JP05, JP06, JP07 ja JP08) katkoviivalla.



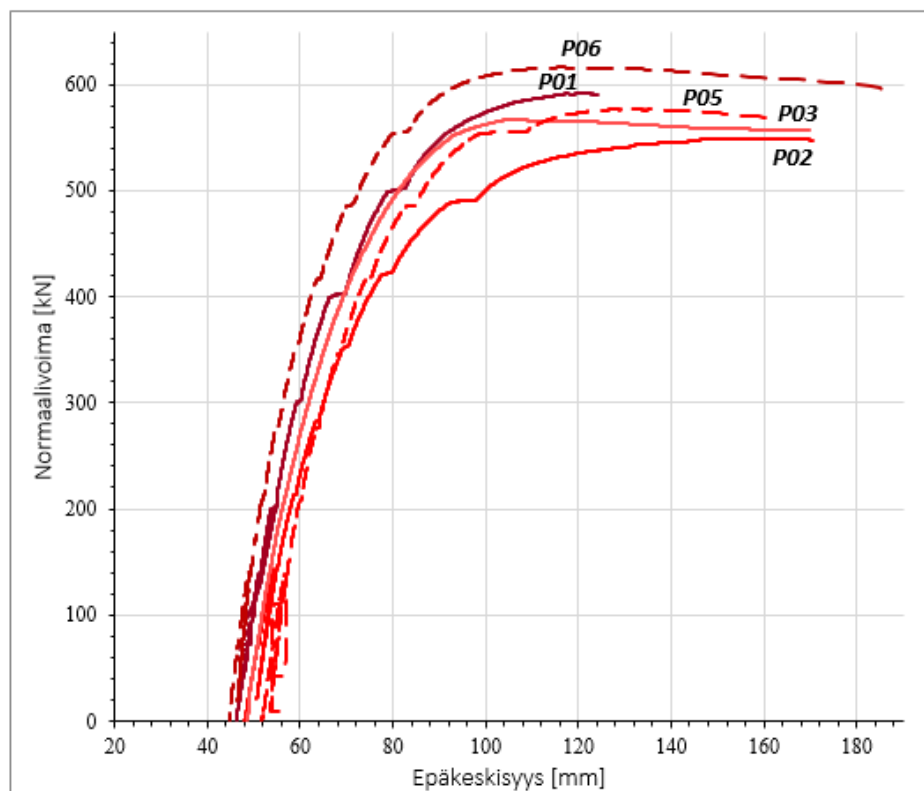
Kuva 54. Yksimittaisten ja jatkettujen esijännitettyjen pilarien epäkeskisyyss-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 1.



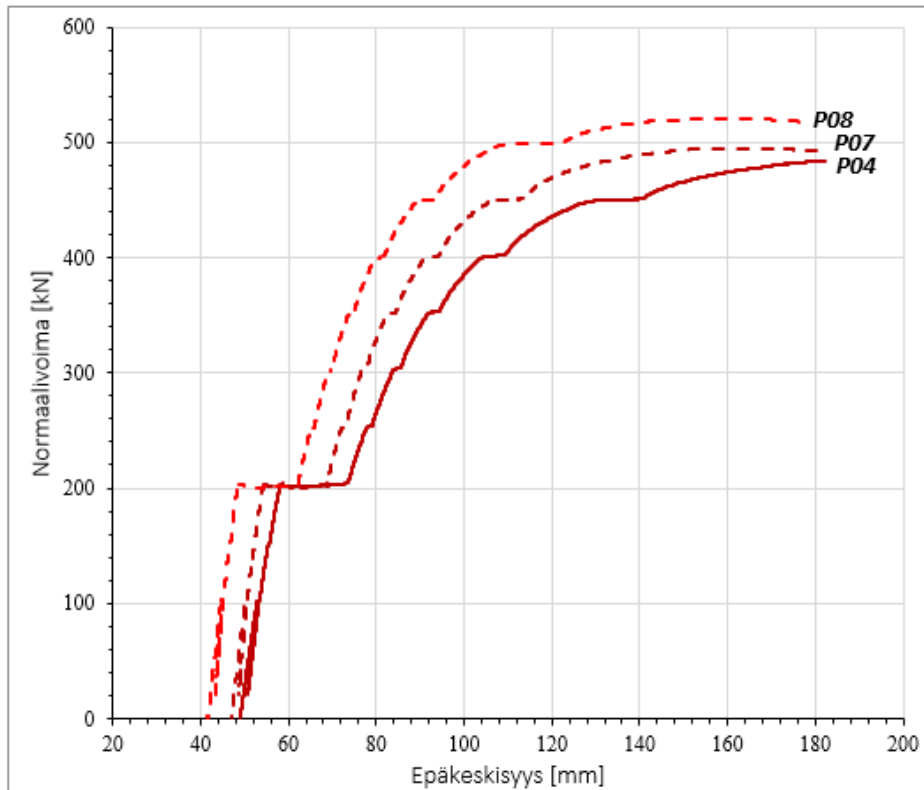
Kuva 55. Yksimittaisten ja jatkettujen esijännitettyjen pilarien epäkeskisyyss-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 2.

Kuvasta 54 nähdään, että jatkettut esijännitetyt pilarit olivat taivutusjäykkyydeltään heikompiä. Ne taipuivat enemmän ja nurjahduskuorma N_U jäi kuormitustavalla 1 pienemmäksi kuin yksimittaisilla esijännitetyillä pilareilla. Taivutusjäykkyyseroa voidaan selittää jatkettujen pilarien jännevoimattomalla osuudella pilarin jatkoksen kohdalla. Kun pilareihin lisättiin vaakakuorma kuormitustavalla 2, kuvasta 55 nähdään, että yksimittaisten esijännitettyjen pilarien taivutusjäykkyys pieneni niin, että ero jatkettuihin pilareihin ka-peni olemattomaksi. Pilarien suurimmat normaalivoimat N_U olivat lähes saman suuruiset. Nurjahduksen jälkeen esijännitettyjen yksimittaisten pilarien normaalivoima laski hieman nopeammin kuin esijännitetyillä jatketuilla pilareilla. Tämä selittyy liitosalueen suuremmalla teräsmäärällä. Ero ei ole kuitenkaan niin suuri kuin kuvassa 53 esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien välillä oli, koska jatketuilla pilareilla suurempi rauditus-määrä on ainoastaan liitoksen alueella.

Kuvassa 56 on esitetty yksimittaisten teräsbetonipilarien ja jatkettujen teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima -kuvaajat kuormitettaessa kuormitustavalla 1 ja kuvassa 57 kuormitettaessa kuormitustavalla 2. Yksimittaiset teräsbetonipilarit (P01, P02, P03 ja P04) on esitetty punaisella yhtenäisellä viivalla ja jatkettut katkoviivalla (P05, P06, P07 ja P08).



Kuva 56. Yksimittaisten ja jatkettujen teräsbetonipilarien epäkeskisyys-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 1.



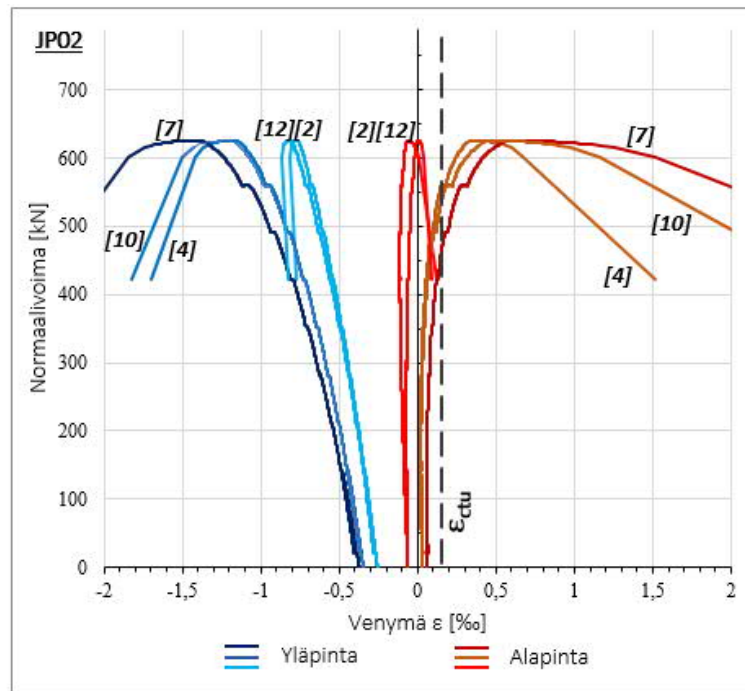
Kuva 57. Yksimittaisten ja jatkettujen teräsbetonipilarien epäkeskisyyss-normaalivoima-kuvaajat kuormitustavalla 2.

Kuvista 56 ja 57 nähdään, että nurjahduskokeessa käytetty jatkosliitos paransi teräsbetonipilarin jäykkyyttä ja nurjahduskuormat N_U olivat suurempia tai saman suuruisia kuin yksimittaisilla teräsbetonipilareilla. Jatkosliitoksen ruuvien poikkipinta-ala (M24) oli pilarin pääterästen (T25) poikkipinta-alaa pienempi ja liitososien vaikutus liitokseen oli todennäköisesti venymää lisäävä. Liitoksen ankkurointiteräkset kasvattivat kuitenkin teräs-poikkipinta-alaa liitoksen molemmilla puolilla niin, että pilari oli kokonaisuudessaan liitos-alueella jäykempi. Nurjahduskuorman jälkeisessä käyttäytymisessä ei ollut selkää havaittavaa poikkeavuutta.

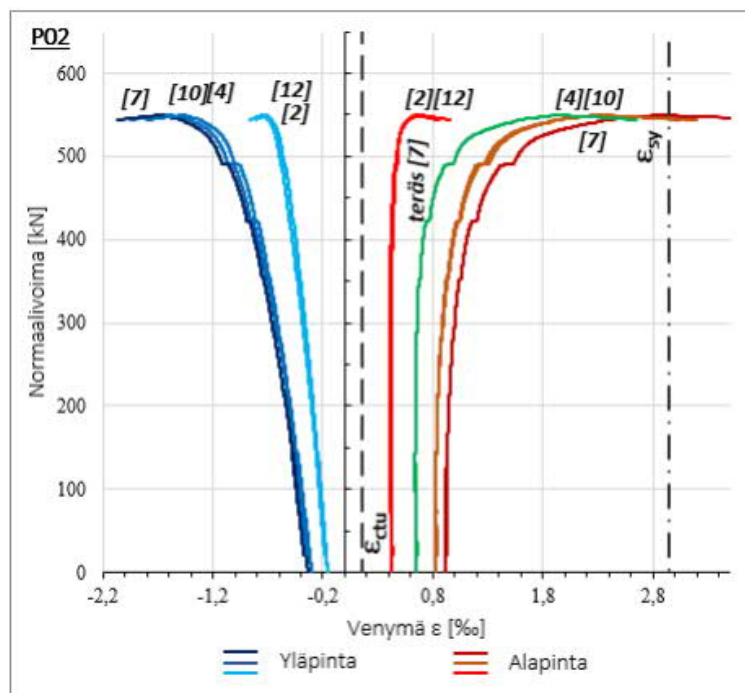
5.2 Reunavenymät ja halkeilu

Reunavenymiä ja halkeilua on tässä työmäärän rajaamiseksi tulkittu ainoastaan yksimittaisilla pilareilla, vaikka mittaustuloksia on myös jatketuista pilareista. Halkeilun alkamisrajana on käytetty betonin laskennallista murtovenymää $\epsilon_{ctu}=0,15\text{ ‰}$, jännepunosten myötörajana $\epsilon_{py}=9,15\text{ ‰}$ ja harjaterästen myötörajana $\epsilon_{sy}=2,95\text{ ‰}$. Venymien alkuarvon määrittäminen on esitetty kohdassa 4.6.

Kuvassa 58 on yksimittaisen esijännitetyn pilarin (JP02) venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Kuvassa 59 on vastaavan teräsbetonipilarin (P02) venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1.



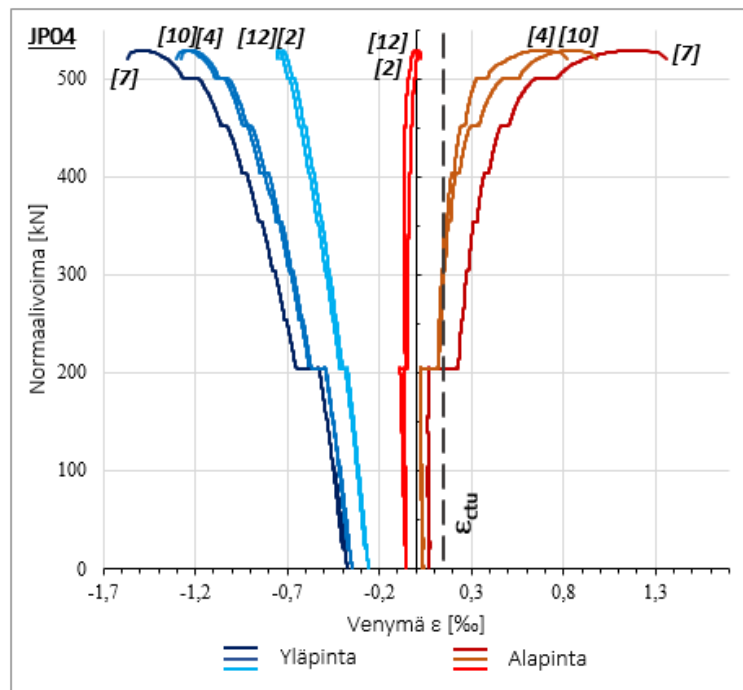
Kuva 58. Esijännitetyn pilarin JP02 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetolujuutta vastaava venymä $\epsilon_{ctu}=0,15$.



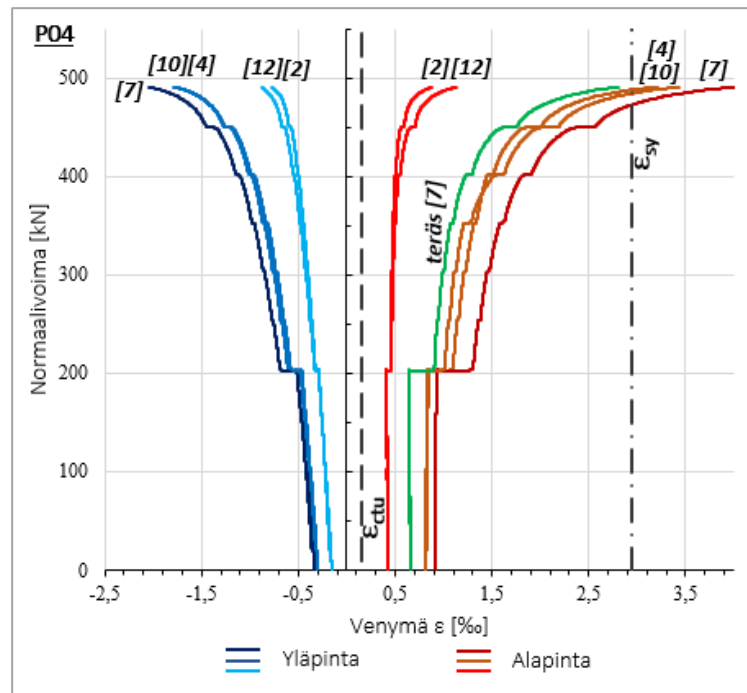
Kuva 59. Teräsbetonipilarin P02 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetolujuutta vastaava venymä ϵ_{ctu} . Vihreä käyrä kuvaa pilarin alapinnan teräksen venymää mittauspisteessä 7. Pystysuora piste-katkoviiva on teräksen myötöä vastaava venymä ϵ_{sy} .

Kuvaajista nähdään, että esijännitetyn pilarin vedetty pinta halkesi vasta noin 500 kN:n kuormitustasolla. Halkeilua ei muodistunut koko pilarin matkalle ennen nurjahdusta. Teräsbetonipilari oli sen sijaan halkeillut oman painon vaikutuksesta kokomatkaltaan jo ennen kuormituksen aloittamista. Sekä esijännitetty pilari että teräsbetonipilari nurjahtivat ennen terästen myötöä. Betonin puristuma pilarin keskellä mittauspisteessä 7 jäi molemmilla pilarityypeillä alle noin 40 %:iin murtopuristumasta 3,5 ‰, eli olivat noin 1,4 ‰. Pilarien nurjahdus tapahtui pilarin kimmoisella alueella.

Kuvassa 60 on yksimittaisen esijännitetyn pilarin (JP04) venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma). Kuvassa 61 on vastaavan teräsbetonipilarin (P04) venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2.

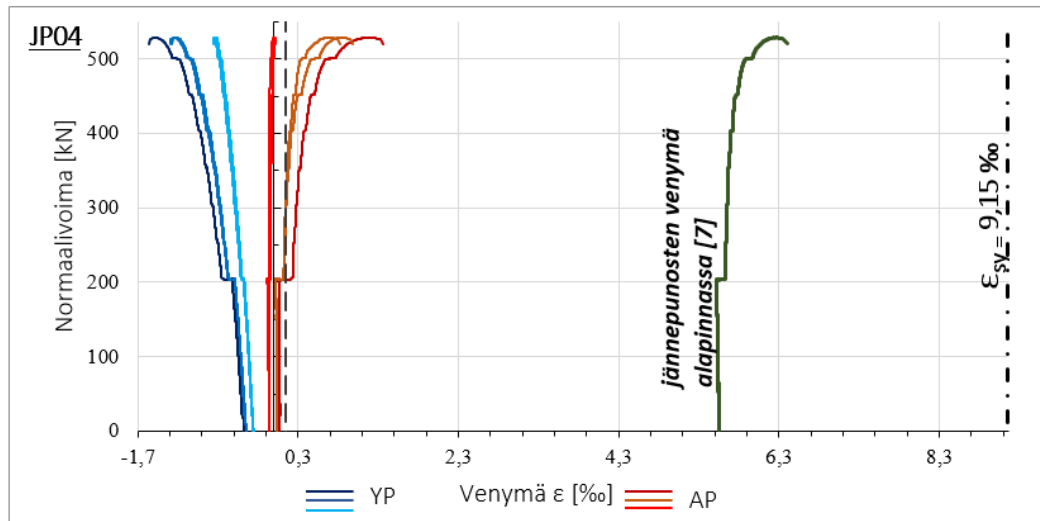


Kuva 60. Esijännitetyn pilarin JP04 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä $\epsilon_{ctu}=0,15$.



Kuva 61. Teräsbetonipilarin P04 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä ϵ_{ctu} . Vihreä käyrä kuvaa pilarin alapinnan teräksen venymää mittauspisteessä 7. Pystysuora piste-katkoviiva on teräksen myötöä vastaava venymä ϵ_{sy} .

Kuvaajista nähdään, että esijännitetyn pilarin vedetty pinta halkesi lisävaakakuorman lisäämisen jälkeen 200 kN:n kuormitustasolla. Halkeilua ei ehtinyt kehittymään koko pilarin matkalle ennen nurjahdusta. Esijännitetyn pilarin alapinta venyi kuormitustavalla 2 selvästi enemmän kuin kuormitustavalla 1, joka viittaa siihen, että halkeilu on ulottunut jännepunosten yli kuormitustavalla 2 varhaisemmassa vaiheessa, kuin kuormitustavalla 1. Betonin puristuma oli samaa suuruusluokkaa kuormitustavalla 2 ja kuormitustavalla 1. Esijännitetty pilari ja teräsbetonipilari nurjahtivat ennen terästen myötöä. Teräsbetonipilarilla betonin puristuma ja terästen venymä oli suurempi kuormitustavalla 2 kuin kuormitustavalla 1. Esijännitetyillä pilareilla nurjahdus tapahtui selvästi ennen jännepunosten myötöä. Kuormitustavalla 1 punosvenymä oli noin 6,1 ‰ ja kuormitustavalla 2 noin 6,3 ‰. Punosten myötövenymä oli jännepunosten ainestodistuksen mukaan 9,15 ‰. Kuvasssa 62 on esitetty esijännitetyn pilarin JP04 alapinnan jännepunosten venymä. Kuvasssa näkyy myös pilarien reunavenymät, kuten kuvassa 60.



Kuva 62. Esijännitetyn pilarin JP04 alapinnan jännepunosten venymä mittauspisteessä [7] kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2 on esitetty tumman vihreällä käyrällä. Pystysuora pistekatkoviiva on jännepunosten myötöä vastaava venymä ε_{py} .

Taulukkoon 16 on koottu esijännitettyjen pilarien halkeilun alkamiskuormat. Halkeilun alkamiskuormat on arvioitu silmämääräisesti venymädiagrammeista vetomurtoavastavan venymä ε_{ctu} kohdalta. Pilarin halkeilua seurattiin myös silmämääräisesti pilarin kuormituksen edetessä. Pilarien JP01, JP03, P01 ja P03 venymädiagrammit on esitetty liitteessä L.

Taulukko 16. Pilarin venymämittausten mukaan arvioitu halkeilu ja kuormituksen aikana tehtyjen silmämääräisten havaintojen mukainen halkeilu.

	Mittauspisteet				
	[2]	[4]	[7]	[10]	[12]
JP01					
Mitattu halkeilu	ei halkeilua	650 kN	570 kN	650 kN	ei halkeilua
Havaittu halkeilu	Ei silmin nähtävää halkeilua 490 kN:n portaaseen mennessä.				
JP02					
Mitattu halkeilu	ei halkeilua	550 kN	470 kN	550 kN	ei halkeilua
Havaittu halkeilu	Ei silmin nähtävää halkeilua 490 kN:n portaaseen mennessä.				
JP03					
Mitattu halkeilu	ei halkeilua	200 kN	200 kN	200 kN	ei halkeilua
Havaittu halkeilu	Ensimmäiset silmin nähtävät halkeamat 450 kN:n portaalla.				
JP04					
Mitattu halkeilu	ei halkeilua	300 kN	200 kN	300 kN	ei halkeilua
Havaittu halkeilu	Ensimmäiset silmin nähtävät halkeamat 350 kN:n portaalla.				

Taulukosta 16 nähdään, että venymämittauksen perusteella pilarit halkeili mittauspisteessä [7] pienemmällä kuormalla kuin mitä silmämääräisessä tarkastelussa havaittiin. Tämä voi selittyä ainakin neljällä tavalla:

- Mittauksen mukaan halkeilleen pilarin halkeamat ovat olleet niin pieniä, että niitä ei ole silmämääräisessä tarkastelussa osattu tulkita halkeamaksi.
- Silmämääräinen tarkastelu tehtiin vain toiselta pilarin pystypinnalta. Halkeama on voinut avautua ensin vastakkaisella pinnalla ja jäädä siksi havaitsematta.
- Halkeilumittauksen halkeilurajana on käytetty betonin vetomurtoa vastaavaa venymää ε_{ctu} . Raja-arvo on teoreettinen ja todellinen murtovenymä on voinut olla suurempi.
- Halkeilumittauksen alkuarvo on määritetty laskennallisesti. Todellisuudessa venymämittauspisteessä alkuvenymät ovat voineet olla pienempiä kuin laskennallisella määrityksellä, ja mittaamalla määritetyt venymät ovat olleet alkuarvon takia suurempia kuin ne todellisuudessa olivat.

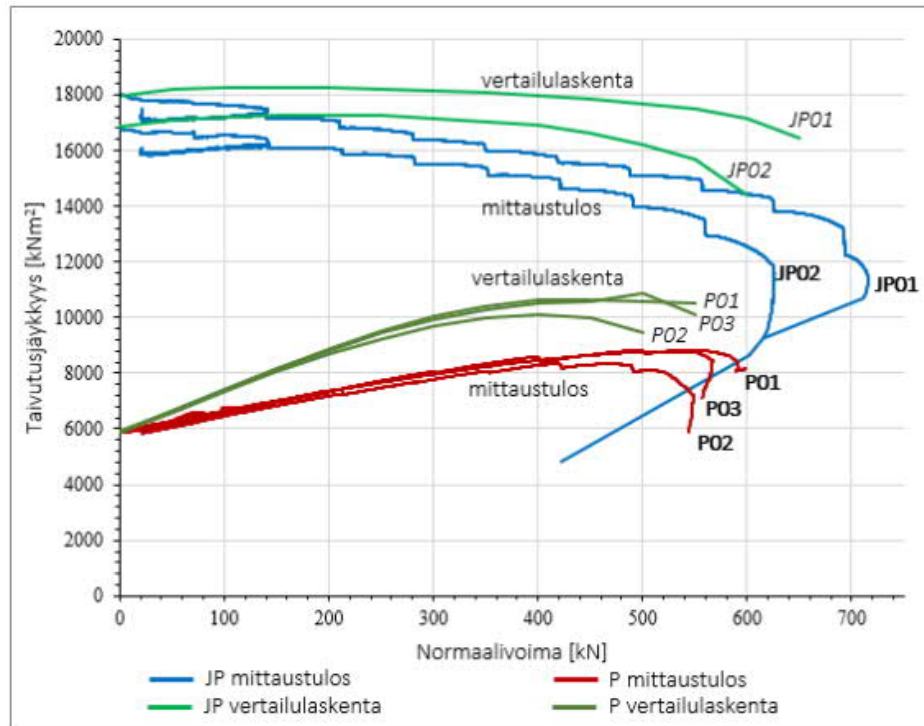
5.3 Taivutusjäykkyys

Pilarien taivutusjäykkyyden kehittymistä tutkittiin yksimittaisten pilarien JP01, JP02, JP03, JP04, P01, P02, P03 ja P04 mittauspisteeseen 7 käyristymän κ_7 ja mitatun normaali-voiman N_{ulk} ja sen kokonaisepäkeskisyyden e_{tot} perusteella. Taivutusjäykkyys EI määritettiin kaavalla

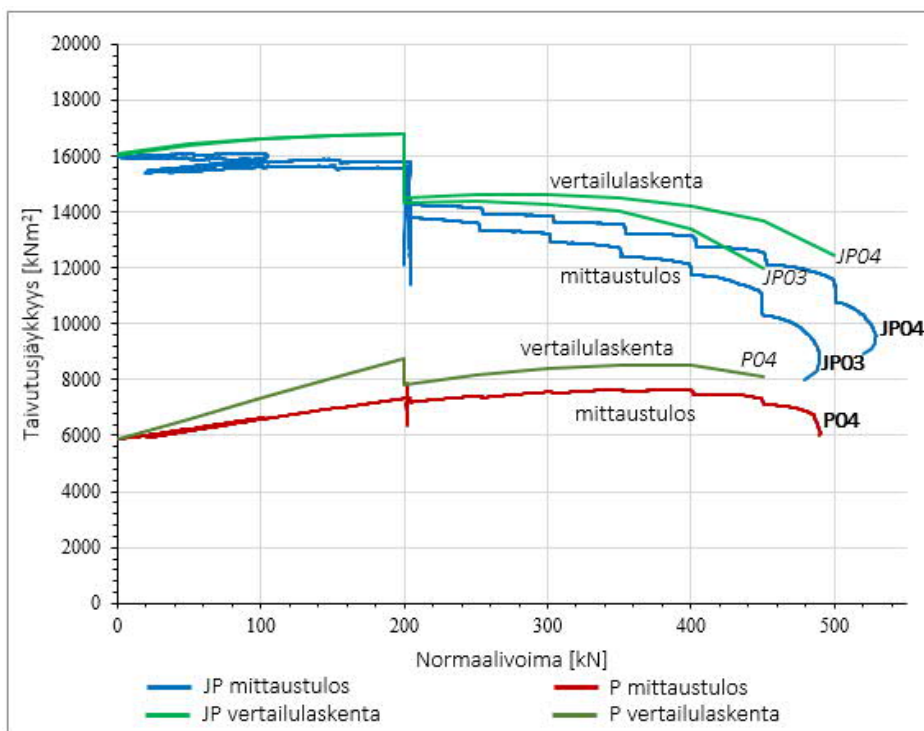
$$EI = M_{ulk} / \kappa_7 \quad (78)$$

missä $M_{ulk} = e_{tot} N_{ulk}$

Kuvassa 63 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien JP01 ja JP02 ja yksimittaisten teräsbetonipilarien P01, P02 ja P03 taivutusjäykkyyden kehittyminen kuormitettaessa pilareita kuormitustavalla 1. Kuvassa 64 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien JP03 ja JP04 ja yksimittaisen teräsbetonipilarin P04 taivutusjäykkyyden kehittyminen kuormitettaessa pilareita kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma). Esijännitettyjen pilarien taivutusjäykkyyden kehittymien kuvataan sinisillä käyrillä ja teräsbetonipilarien punaisilla käyrillä. Vihreät käyrät kuvaavat laskennallisella tarkastelulla saatuja taivutusjäykkyyksiä. Taivutusjäykkyydet on laskettu ottamalla mittaustuloksista normaalivoima N_{ulk} ja momentti M_{ulk} 50 kN:n välein nurjahduskuormaan asti ja määrittämällä niitä vastaava laskennallinen poikkileikkauksen käyristymä sisäisten ja ulkoisten voimien tasapainoehdoilla. Käytetyt materiaalmallit olivat aiemmin kuvatun mukaiset.



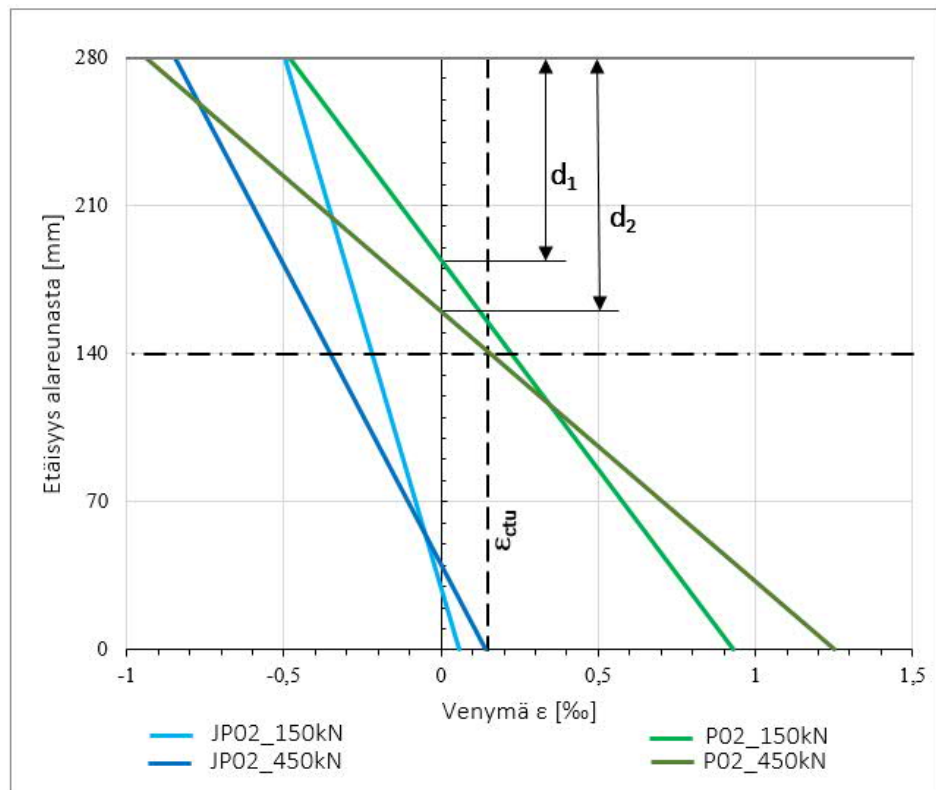
Kuva 63. Yksimittaisten pilarien taivutusjäykkyyden kehittyminen nurjahdusko-
keessa, kun pilareita kuormitettiin kuormitustavalla 1.



Kuva 64. Yksimittaisten pilarien taivutusjäykkyyden kehittyminen nurjahdusko-
keessa, kun pilareita kuormitettiin kuormitustavalla 2.

Kuvista 63 ja 64 nähdään, että esijännitetyn pilarin taivutusjäykkyys pieneni kuormituksen edetessä ja teräsbetonipilarien kasvoi ainakin kuormituksen alkupuolella. Kun pilareiden taivutusmomenttia kasvatettiin lisäämällä niihin vaakakuorma kuormitustavalla 2,

esijännitettyjen pilarien taivutusjäykkyyden heikkeneminen oli nopeampaa. Teräsbetonipilarien taivutusjäykkyyden kasvu vastaavasti hidastui ja kääntyi pienemmällä normaali-voimalla laskuun kuin kuormitustavalla 1 kuormitettaessa.



Kuva 65. Esijännitetyn pilarin JP02 ja teräsbetonipilarin P02 poikkileikkauksen muodonmuutostila mittauspisteessä 7 kuormitustasoilla 150 kN ja 450 kN kuormitettaessa pilareita kuormitustavalla 1.

Teräsbetonipilarin jäykkyyden kasvu kuormituskokeen edetessä selittyy pilarin normaali-voiman jäykistävällä vaikutuksella. Teräsbetonipilari oli kauttaaltaan halkeillut jo pilarin omasta painosta. Normaali-voima puristi teräsbetonin halkeillutta poikkileikkausta takaisin kiinni ja betonin puristuma kasvoi käyritysmän lisääntymisestä huolimatta. Tätä on havainnollistettu kuvalla 65, jossa on pilarien JP02 ja P02 poikkileikkausten mitattujen venymien perusteella määritetty muodonmuutostila mittauspisteessä 7 kuormitustasoilla 150 kN ja 450 kN. Teräsbetonipilarin (esitetty vihreällä) betonin puristettu poikkileikkaus oli korkeampi kuormitustasolla 450 kN (tumma vihreä ja mitta d_2) kuin pienemmällä kuormitustasolla 150 kN (vaaleavihreä ja mitta d_1), vaikka korkeammalla kuormitustasolla poikkileikkaus oli käyristyneempi. Tässä toimivien betonipoikkileikkausten korkeudet d_1 ja d_2 on otettu neutraaliakselilta, vaikka betonin toimivaan poikkileikkaukseen on mahdollista kuulua myös vedettyä betonia. Kuvasta 65 nähdään, että vaikka mitat d_1 ja d_2

otettaisiin murtovenymän ε_{ctu} kohdalta (katkoviiva), 450 kN:lla rasitetun poikkileikkauksen toimiva betonipoikkileikkaus on vielä tällöinkin korkeampi kuin 150 kN:lla rasitetulla poikkileikkauksella.

Kuvan 65 mukaan esijännitettyjen pilarien toimiva betonipoikkileikkaus oli koko poikkileikkauksen korkuinen, kun toimivan poikkileikkauksen rajana huomioidaan betonin murtovenymä ε_{ctu} . Esijännitetyllä pilarilla taivutusjäykkyyden heikkeneminen kuormituksen edetessä ei näin ollen selity toimivan poikkileikkauksen muutoksella. Kuvista 63 ja 64 nähdään, että myös laskennallisen tarkastelun mukaan taivutusjäykkyys heikkeni kuormituksen kasvaessa. Laskennallisessa tarkastelussa ei ollut betonin viruman vaikutusta huomioitu ja näin ollen taivutusjäykkyyden heikkeneminen voi ainakin osittain olla johtunut betonin jännitys-muodonmuutos -yhteydestä. Kun betonin jännityksen muutosta vastaava puristuma kasvaa, niin betonin jännitys kasvaa. Toinen selittävä tekijä taivutusjäykkyyden heikkenemiseen on viruma. On mahdollista, että pilari virui kuormituksen vaikutuksesta ja sen poikkileikkauksen käyristyminen lisääntyi, vaikka kuorma olisikin pysynyt samana. Tämä selittää myös laskennallisen tarkastelun tulosten ja mittaustulosten eroa.

Myös teräsbetonipilareilla laskennallinen tarkastelu arvioi jäykkyyden suuremmaksi kuin mittaustuloksilla saatiin. Teräsbetonipilari oli halkeillut ja laskenta tehtiin halkeilleen poikkileikkauksen kohdalta, jolloin vetojäykistysvaikutuksen takia mittaustuloksen olisi voinut otaksua olevan laskennallista tulosta korkeampi. Näin ei kuitenkaan ollut ja selittävänä tekijänä voidaan tässäkin pitää ainakin osittain viruman vaikutusta. Halkeilleella teräsbetonipilarilla viruman vaikutus käyristymään on vielä suurempi kuin halkeilemattomalla esijännitetyllä pilarilla, koska viruma vaikuttaa halkeaman kohdalla vain poikkileikkauksen puristetulla reunalla. Toinen selittävä tekijä voi olla venymien mittaustulosten alkuarvon valinta. Nyt alkuarvo on valittu laskennallisesti ja siksi laskentatulokset ja mittaustulokset kohtaavat kuormituksen alussa. Laskennallinen analyysi tehtiin halkeilleen poikkileikkauksen kohdalla, mutta venymän mittauksessa ei ole varmuutta, mistä kohdasta pilaria se halkeiluun nähden tarkalleen ottaen on ollut ja onko tuloksessa vetojäykistysvaikutusta mukana. Lähtöarvon valinnalla on oleellinen merkitys, millaista taivutusjäykkyyttä mittauksessa saadaan.

Molemmilla pilarityypeillä laskennallisen tarkastelun ja mittaustulosten eroa voi näin ollen osittain selittää myös mittaustuloksiin liittyvä hajonta ja laskennan lähtötietojen epäsuoraa määrittystapa, mutta on silti epätodennäköistä, että ne selittäisivät kaiken poikkeavuuden. Kuitenkin kokonaisuutena laskennalliset tarkastelut vastasivat koetuloksia kiittävästi.

5.4 Taipumamuoto

Laskennallisessa tarkastelussa pilarien taipumamuoto oletettiin Eulerin nurjahduksen mukaisesti sinikäyrän muotoiseksi. Tässä nurjahduskoetuloksia verrataan sinikäyrän muotoon. Taipuman mittausta on aloitettu kuormituksen aloitushetkellä ja se kuvaa pilarin toisen kertaluvun taipumaa e_2 .

Kuvassa 66 on yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP02 kuormituksessa mitattu taipumamuoto verrattuna sinikäyrän muotoon (musta käyrä) kuormitustasoilla 150 kN (vihreä käyrä), 300 kN (sininen käyrä), 450 kN (ruskea käyrä) ja nurjahduskuormalla N_U (punainen käyrä) kuormitettaessa kuormitustavalla 1. Kuvassa 67 on vastaava verranto yksimittaisella teräsbetonipilarilla P02. Sinikäyrä on määritetty mittauspiste 7 siirtymän mukaan kaavalla

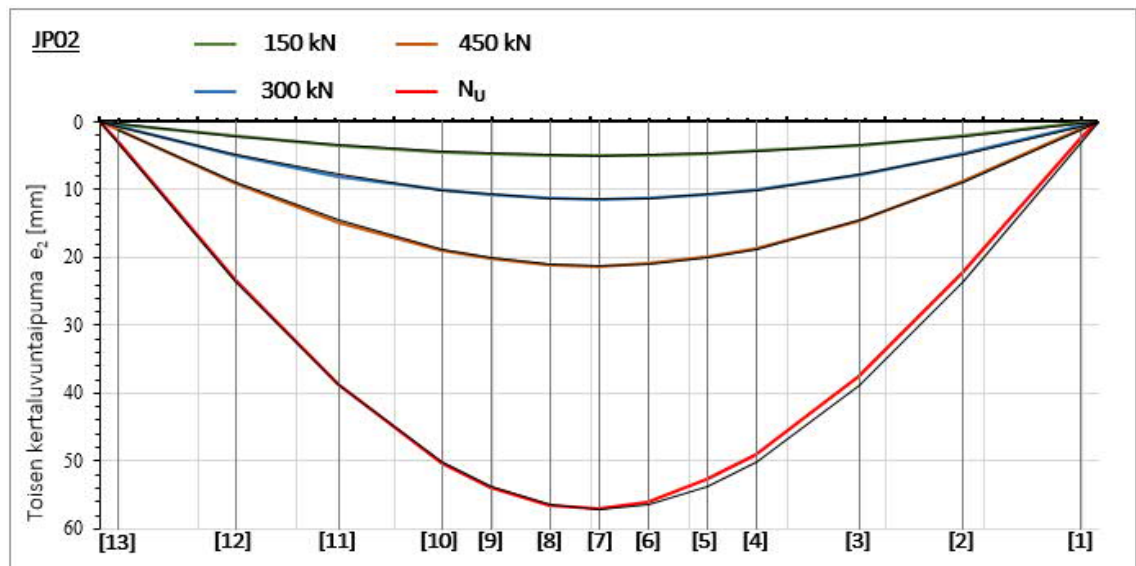
$$e_{2,i} = e_{2,7} * \sin\left(\frac{\pi}{L_0} * x_i\right) \quad (79)$$

missä $e_{2,i}$ on toisen kertaluvun taipuma mittauspisteessä i

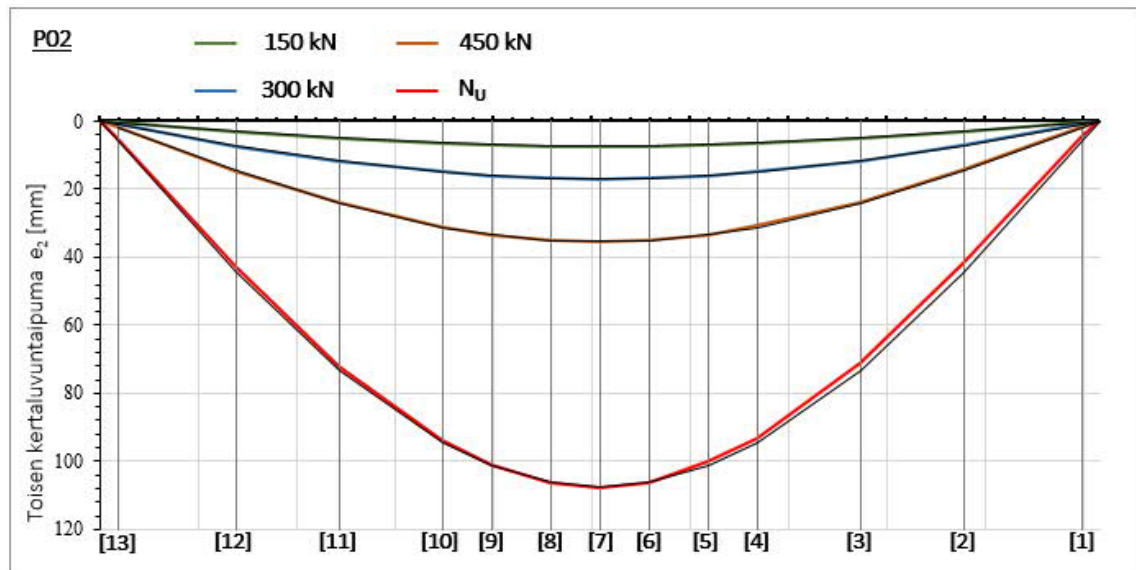
$e_{2,7}$ on toisen kertaluvun taipuma mittauspisteessä 7

L_0 on pilarin nurjahduspituus

x_i on mittauspiste i etäisyys pilarin päästä



Kuva 66. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP02 mitattu taipuma verrattuna sinikäyrän muotoon (musta käyrä) kuormitustasoilla 150 kN, 300 kN, 450 kN ja nurjahduskuormalla N_U kuormitettaessa kuormitustavalla 1.



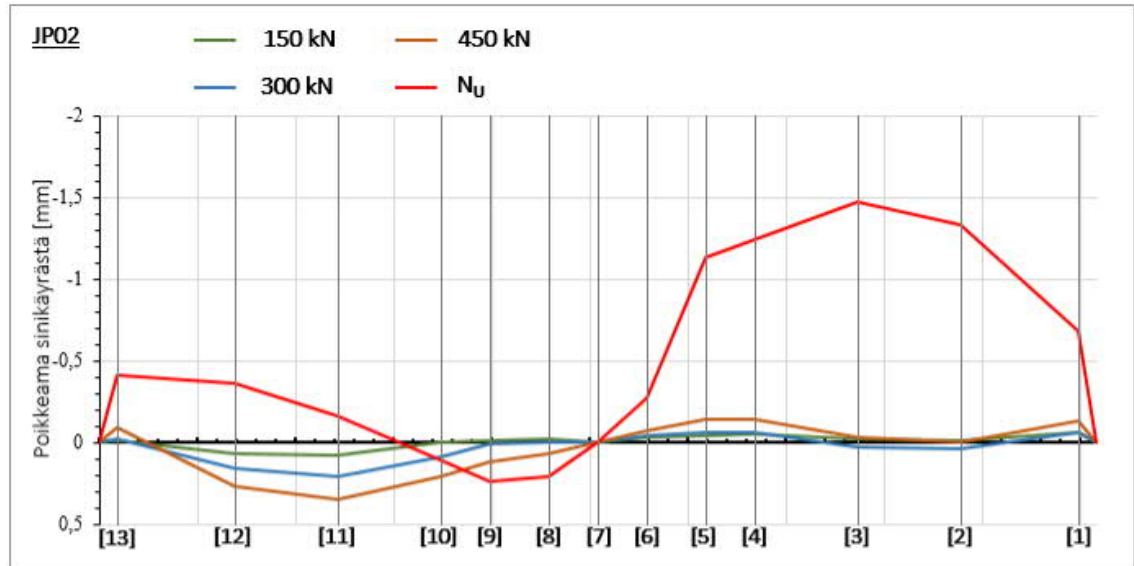
Kuva 67. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P02 mitattu taipuma verrattuna sinikäyrän muotoon (musta käyrä) kuormitustasoilla 150 kN, 300 kN, 450 kN ja nurjahduskuormalla N_U kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

Kuvista 66 ja 67 nähdään, että poikkeama sinikäyrästä ei ollut kovin suurta yksimittaisella esijännitetyllä pilarilla eikä teräsbetonipilarilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1. Nurjahduskuorman kohdalla molempien pilarityyppien taipuma näyttäisi keskittyneen pilarin keskialueelle ja taipuma jäi keskialueen ulkopuolella sinikäyrää pienemmäksi. Muilla kuormitusportailta selkeää eroa ei ollut havaittavissa.

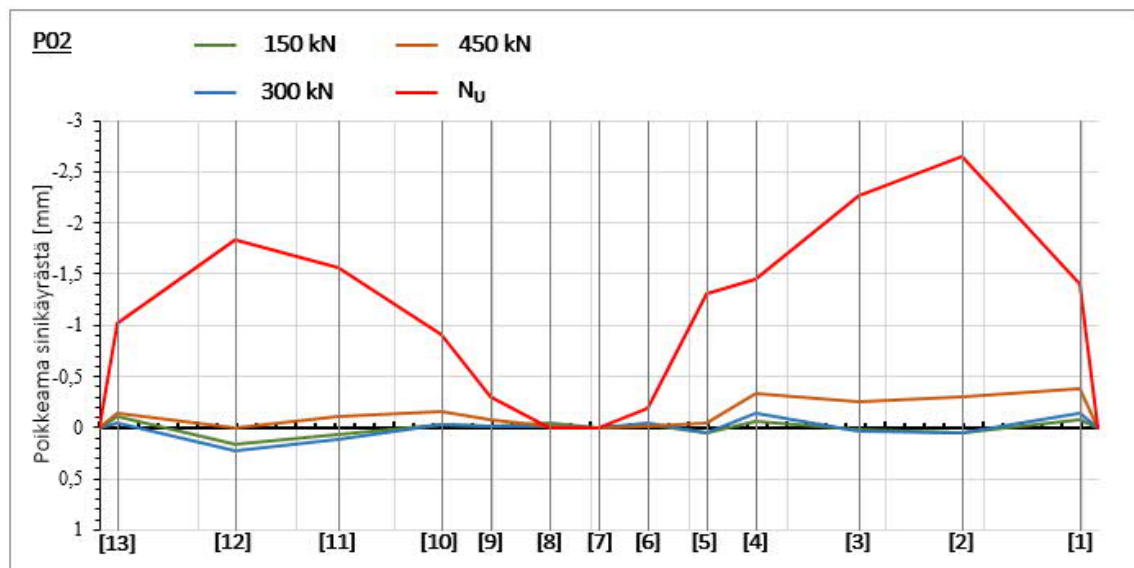
Kuvissa 68-75 on esitetty pilarien taipuman poikkeama sinikäyrästä kuormitustasoilla 150 kN, 300 kN, 450 kN ja nurjahduskuormalla N_U . Sinikäyrän muoto on määritetty mitauspisteen 7 taipuman mukaan. Kuvissa 63-70 on esitetty vertailut pilareilla JP02, P02, JP04, P04, JP05, P05, JP07 ja P07. Muille pilareille tehtyjen vertailujen taipuman poikkeamakuvaajat on esitetty liitteessä M.

Kuvissa 68 ja 69 on yksimittaiset esijännitettypilari JP02 ja teräsbetonipilari P02 kuormitettaessa kuormitustavalla 1. Kuvaajista nähdään, että molemmilla pilarityypeillä taipuma jakautui alemmilla kuormitustasoilla sinikäyrää tasaisemmin pilarin pituudelle (muut kuin punainen käyrä). Taipuma oli pilarin keskialueen ulkopuolella suurempaa kuin sinikäyrällä. Pilarin nurjahtaessa taipuma keskittyi pilarin keskialueelle ja keskialueen ulkopuolelta mitatut taipumat olivat sinikäyrään verrattuna pienempiä. Pilarin kuormituksen alemmilla tasoilla sinikäyrään verrattuna tasaisemmin jakautunut taipuma selittyy pilarin päiden epäkeskisyydellä. Normaaliavoima oli päissä noin 20 mm epäkeskinen. Pilarin taipuessa ja keskialueen halkeilun lisääntyessä taipuma alkoi keskittymään pilarin keski-

alueelle suuremmasta taivutusmomentista ja taivutusjäykkyyshäviöstä johtuen. Taivutumamuoto oli keskialueen lisääntyneen halkeilun takia sinikäyrään verrattuna keskeltä jyrkemmin taipunut.

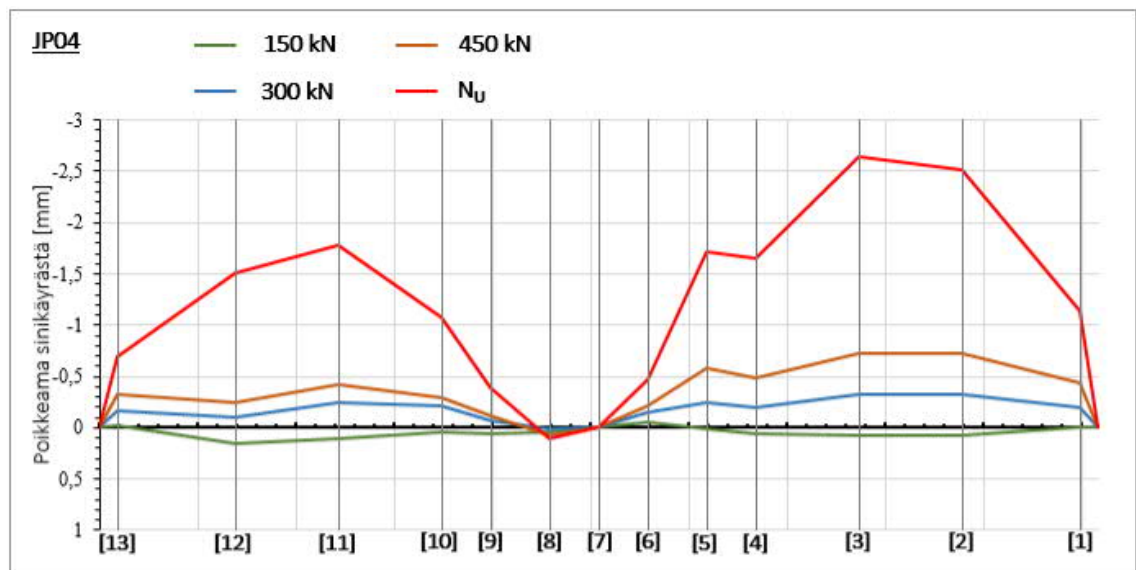


Kuva 68. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP02 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

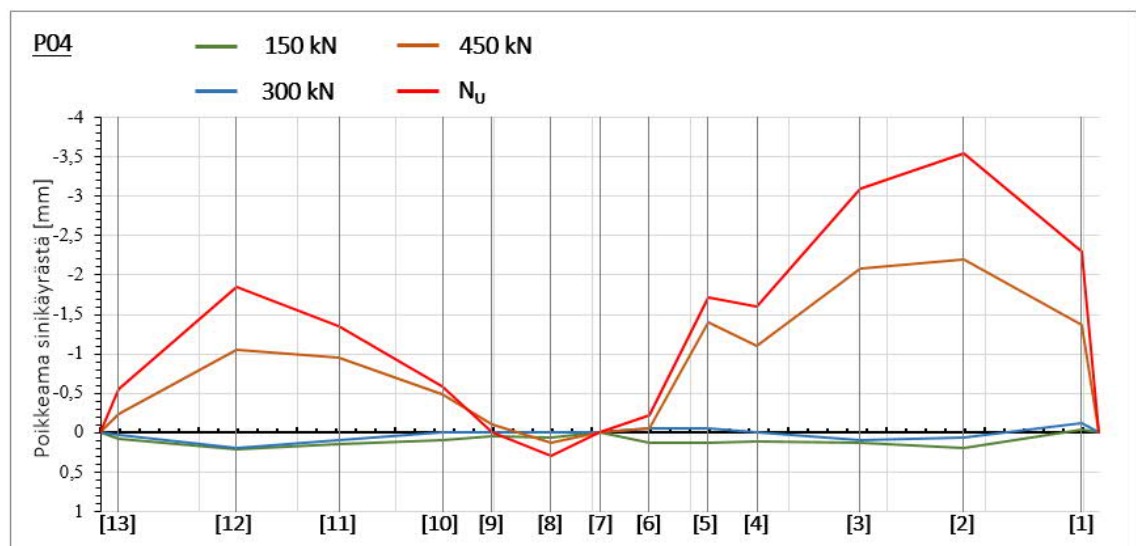


Kuva 69. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P02 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

Kuvissa 70 ja 71 on yksimittaiset esijännitettypilari JP04 ja teräsbetonipilari P04 kuormitettaessa kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma). Kuvaajista nähdään, että molemmilla pilarityypeillä taipuma jakautui 150 kN pykälälle kuten JP02 ja P02. Lisävaakakuorma lisättiin kuormitusportaalla 200 kN ja tätä ylemmillä kuormitustasoilla pilarin taipuma keskittyi pilarin keskialueelle. Taipuma oli pilarin keskialueen ulkopuolella pienempää kuin sinikäyrällä ja nurjahduksessa ero oli selvä. Tämä johtui lisävaakakuorman kasvattamasta momentista.

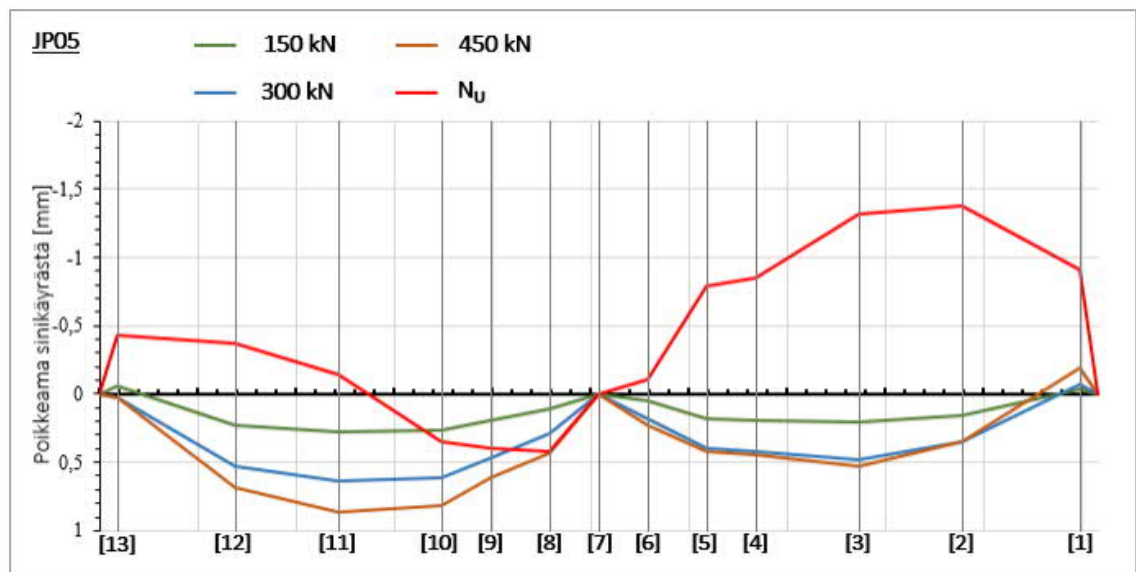


Kuva 70. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP04 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

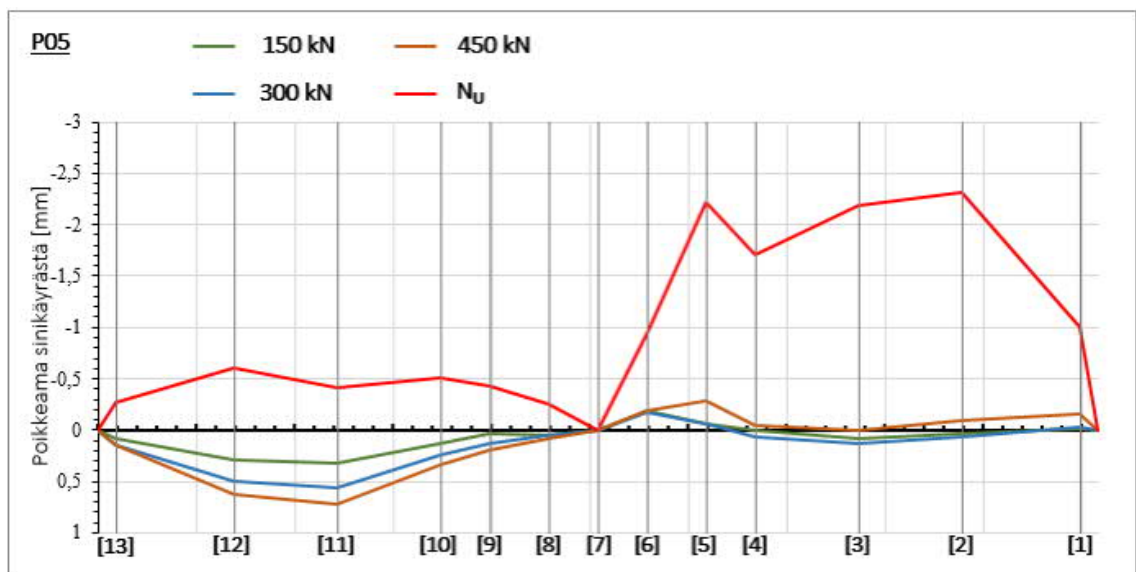


Kuva 71. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P04 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

Kuvissa 72 ja 73 on jatkut esijännitetty pilari JP05 ja teräsbetonipilari P05 kuormitettaessa kuormitustavalla 1. Kuvaajista nähdään, että molemmilla pilarityypeillä taipuma jakautui kuten pilareilla JP02 ja P02. Esijännitettyllä pilarilla liitosalueella näytti olevan jonkin verran vaikutusta pilarin taipumamuotoon. Jatketulla pilarilla taipuma keskittyi nurjahduksesta vielä enemmän keskialueella kuin yksimittaisella pilarilla. Keskialueen ulkopuolella pilarin taipuma jäi jatkettulla pilarilla enemmän sinikäyrästä kuin jatkamattomalla pilarilla. Teräsbetonipilarilla vastaavaa ei ollut havaittavissa. Pilarien taipumamuoto oli tehdyllä tarkastelulla likimäärin samanlainen.

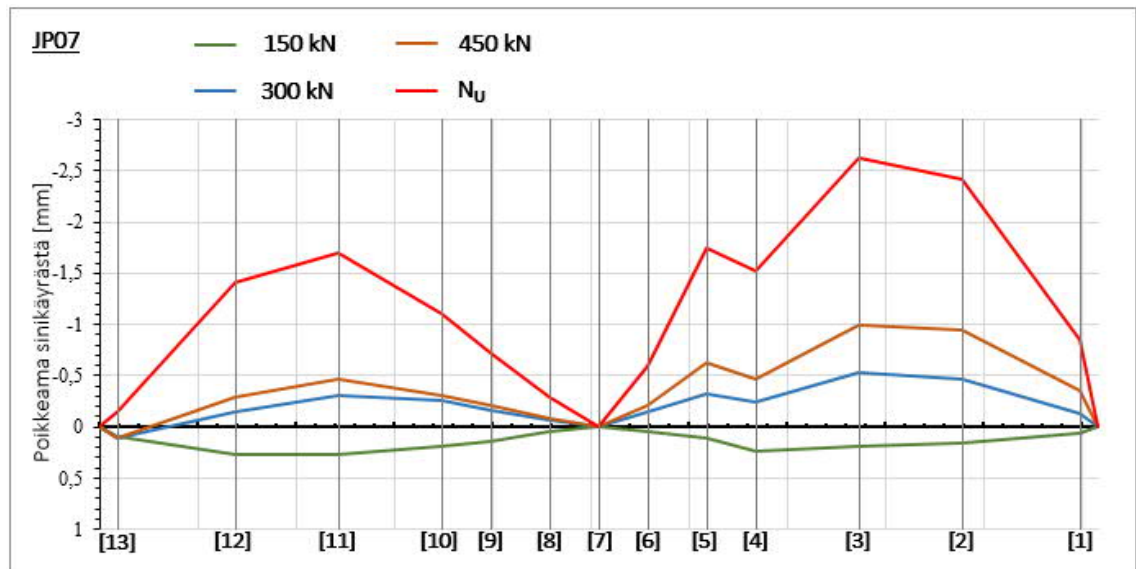


Kuva 72. Jatketun esijännitetyn pilarin JP05 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

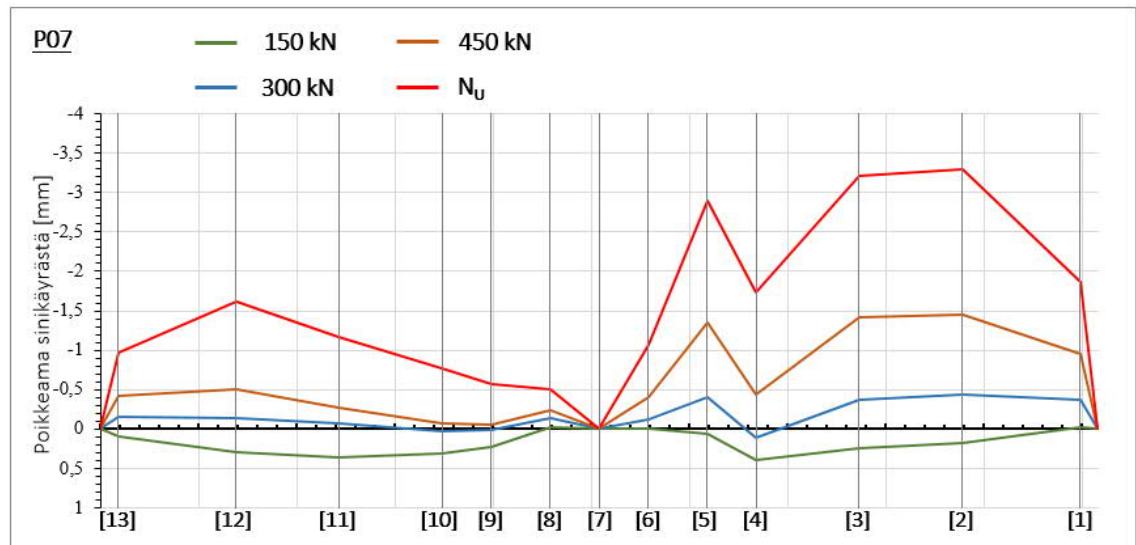


Kuva 73. Jatketun teräsbetonipilarin P05 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

Kuvissa 74 ja 75 on jatkutut esijännitettypilari JP07 ja teräsbetonipilari P07 kuormitettaessa kuormitustavalla 2. Kuvaajista nähdään, että molemmilla pilarityypeillä taipuma jakautui kuten yksimittaisilla pilareilla JP04 ja P04. Selkeää liitosalueen aiheuttamaa eroa yksimittaisien ja jatkettujen pilarien välillä ei tehdyllä tarkastelulla ollut havaittavissa.



Kuva 74. Jatketun esijännitetyn pilarin JP07 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

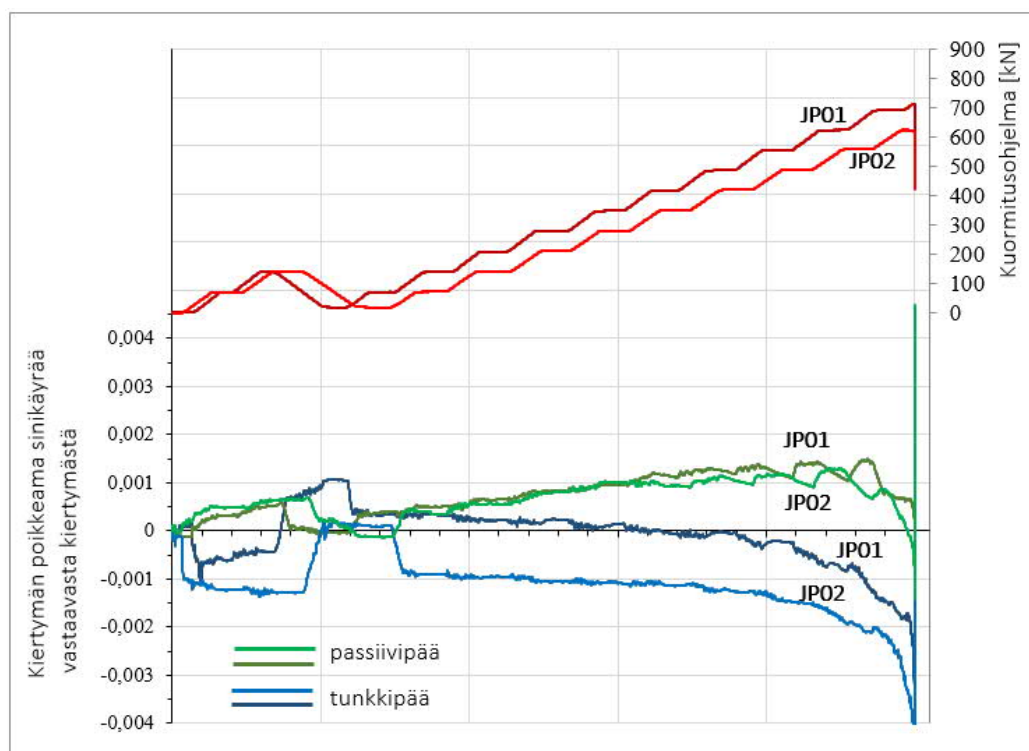


Kuva 75. Jatketun teräsbetonipilarin P07 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

Kuvien 68-75 perusteella pilarien taipumamuodot noudattivat likimäärin sinikäyrää. Nurjahduksessa taipuma keskittyi pilarin keskialueelle ja keskialueen ulkopuolella pilarin taipuma oli noin 1-3 mm pienempää. Poikkeamaa sinikäyrästä voidaan ainakin josain määrin perustella pilarin taivutusmomenttijakaumalla. Tarkempaa tarkastelua taivutusmomenttijakaumasta ei tässä työssä ole tehty.

Pilarin päiden kiertyminen

Pilarin päiden kiertymän kehittymistä pilaria kuormitettaessa mitattiin pilarin päätylevystä siirtymäantureilla. Mittaustuloksia analysoitiin tämän työn puitteissa ainoastaan esijännitettyjen pilarien osalta. Kuvassa 76 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien JP01 ja JP02 päiden kiertymän kehittyminen verrattuna sinikäyrän muotoisen taipumaviivan kiertymään kuormitusohjelman aikana kuormitustavalla 1. Kuormitusohjelman kulku on kuvattu kuvan yläreunassa. Alareunassa on pilarien passiivipään kiertymän kehittyminen vihreällä ja tunkkipään kiertymän kehittyminen sinisellä. Sinikäyrän muoto määritettiin mittauspisteen 7 siirtymän mukaan. Kuvassa pilarin päiden kiertymän kuvaajan kulkiessa vaakasuoraan vastaa se sillä hetkellä täysin sinikäyrän mukaista kiertymää. Kun kuvaaja nousee, kiertymän kehittyminen on sinikäyriä jyrkempää. Kun kuvaaja laskee, kiertymä on sinikäyrän kiertymää pienempää.



Kuva 76. Yksimittaisten esijännitettyjen pilarien JP01 ja JP02 päiden kiertymän kehittyminen verrattuna sinikäyrän mukaiseen kiertymään kuormitustavalla 1.

Pilarien päiden kiertymän kehittymisen mittaustulokset osoittautuivat siinä määrin epätarkoiksi, että niiden perusteella ei voinut tehdä selvää päätelmää pilarin taipumamuodosta verrattuna sinikäyriin. Pilarin toisen päiden kiertyminen saattoi olla pienempää kuin sinikäyrällä ja toisen päiden suurempaa, kuten kuvasta 76 on nähtävissä. Tämä voi johtua muun muassa siitä, että tunkkipäässä pilariin kohdistuva voima tulee suoraan tunkin tasauslevyltä ja toisessa päässä pilarin kautta kulkevan voiman tukireaktiona. Ainoa

selkeä yhdistävä piirre kuvaajilla on, että lähellä murtoa kaikki kuvaajat alkavat kaartua jyrkemmin alaspäin. Alaspäin kaartuva kuvaaja tarkoittaa, että pilarin pään kiertymä on pienempää kuin sinikäyrällä, joka puolestaan viittaa siihen, että pilarin taipuma keskityy sinikäyrää enemmän pilarin keskelle. Kiertyvän pään vierellä taipuma on sinikäyrää pienempää. Tämä tulos on vastaava kuin taipumamittauksista havaittava tulos. Loput pilarin päiden kiertymäkuvaajat on esitetty liitteessä N.



Kuva 77. Pilarien JP04 ja P04 taipumamuodot nurjahduksen jälkeen.

Kuvassa 77 on valokuvat pilareista JP04 ja P04 nurjahduksen jälkeen pilarien levätessä varmistin pukkien päällä. Kuvasta voidaan nähdä pilarien taipuneen keskialueelta jyrkemmin kuin keskialueen ulkopuolella, jossa pilarit ovat lähes suoria. Kuvista nähtävä taipumamuoto on yhteensopiva mittaustuloksista tulkitun taipumamuodon kanssa.

5.5 Taipuman yhteys käyristymään

Nurjahduskokeessa kuormitettujen pilarien taipuman yhteyttä pilarin käyristymään selvitetiin mittaustuloksista määrittämällä mittauspisteessä 7 pilarin taipuman ja venymämitausten mukaisen käyristymän perusteella käyristymiskertoimen kehitys kuormitusohjelman aikana. Käyristymä ja taipuma nollattiin kuormituksen alkuun. Käyristymiskerroin c määritettiin kaavalla

$$c = \kappa * L_0^2 / e_2 \quad (80)$$

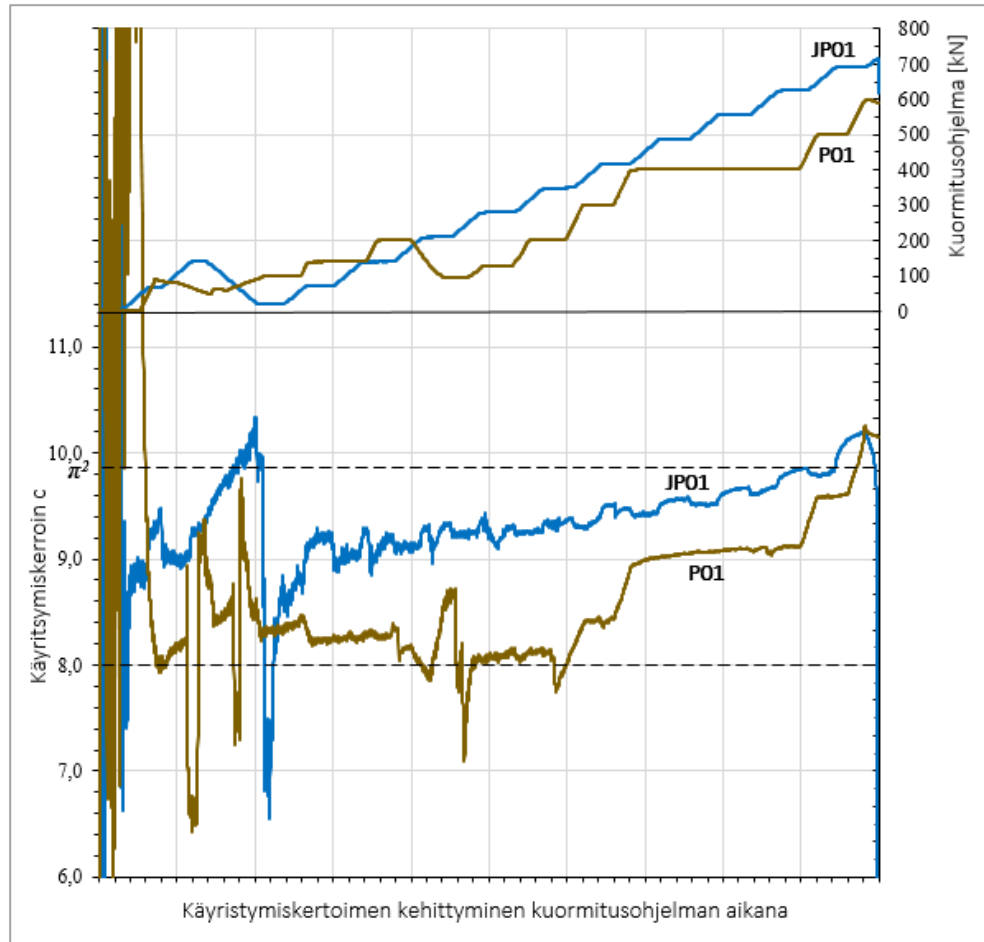
missä κ on poikkileikkauksen käyristymä kuormituksen aloituksesta

L_0 on pilarin nurjahduspituus

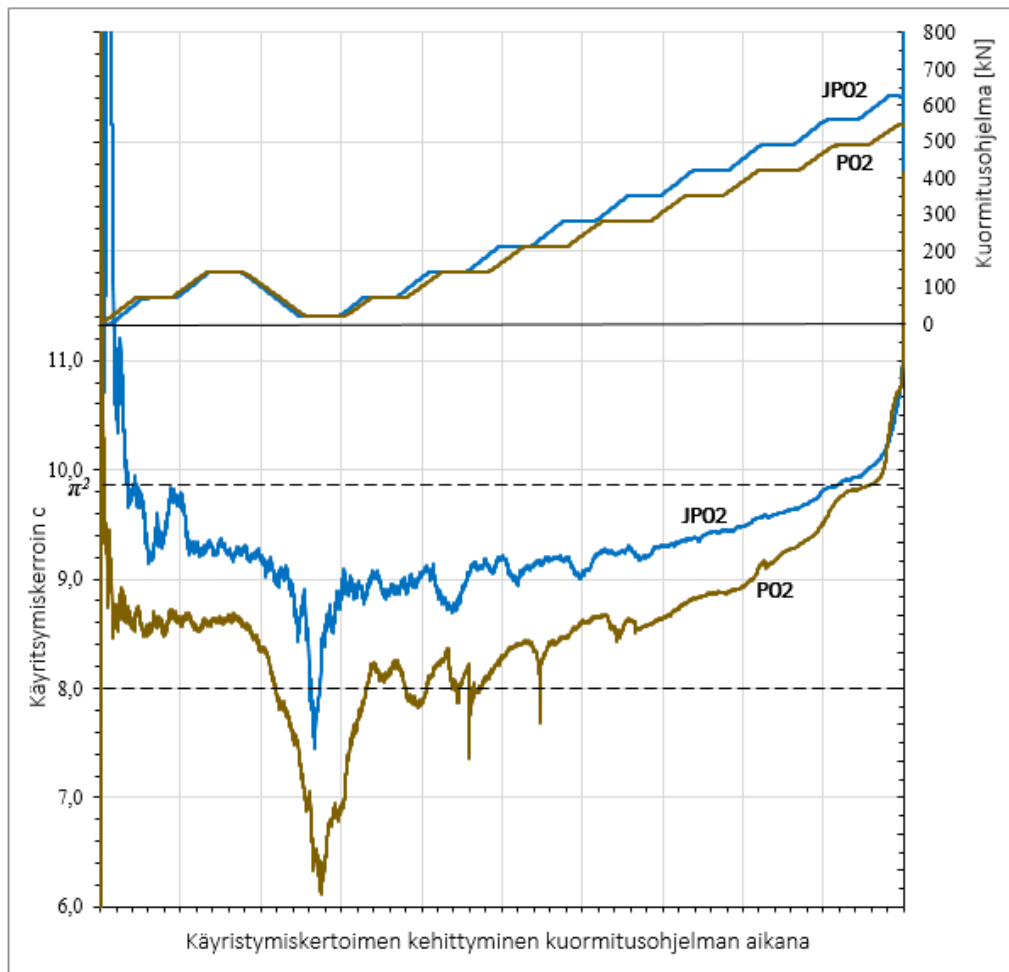
e_2 on pilarin taipuma kuormituksen aloituksesta

Käyristymiskerroin selvitettiin ainoastaan yksimittaisista pilareista. Kuvassa 78 on pilarien JP01 (sininen käyrä) ja P01 (ruskea käyrä) ja kuvassa 79 on pilarien JP02 (sininen käyrä) ja P02 (ruskea käyrä) käyristymiskertoimien kehitys kuormitettaessa pilareita kuormitustavalla 1. Kuvaajien yläreunassa on pilarien kuormitusohjelma ja alareunassa pilarien käyristymiskerrointen kehittyminen kuormitusohjelman aikana. Kuvaajiin on merkattu katkoviivalla sinikäyrää vastaava käyristymiskerroin π^2 ja tasan jakautunutta taipumaa vastaava käyristymiskerroin 8. Pilarin keskelle yksittäiseen pisteeseen keskittyvää käyristymää vastaava käyristymiskerroin on 12.

Kuvista 78 ja 79 nähdään, että molempien pilarien taipuman yhteys käyristymään oli aluksi sinikäyrää tasaisemmin jakautuneen mallin mukainen. Käyristymiskertoimet c olivat 9 tai alle. Kuormituksen edetessä käyristymiskerroin kasvoi ja nousi lopulta yli 10. Tämän mukaan pilarien taipuman muodostava käyristymä alkoi keskittyä pilarin keskelle kuormituksen loppuvaiheessa ja pilari taipui sinikäyrää ($c=\pi^2$) jyrkemmin. Kuvaajissa käyristymiskertoimen analysointi alkaa nollasta. Aluksi sekä käyristymä, että taipuma ovat nolla ja kerroin määritetään muutoksena lähtötilanteeseen. Kuormituksen alun matalista mittaustuloksista johtuva suuri suhteellinen mittausepätarkkuus näkyy käyristymiskertoimen kuvaajassa suurena vaihteluna ennen kuin tulos alkaa tasaantua.

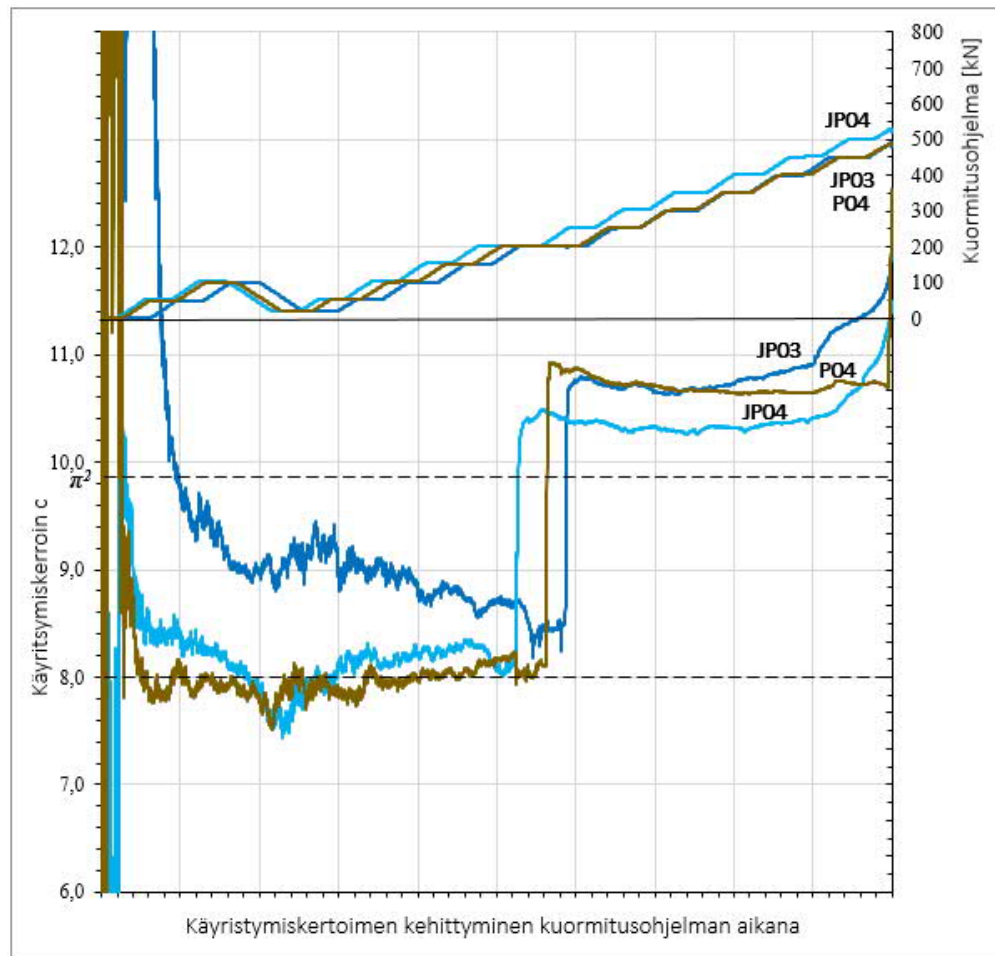


Kuva 78. Yksimittaisten pilarien JP01 ja P02 käyritysmiskertoimen c kehittyminen kuormitusohjelman edetessä kuormitustavalla 1.



Kuva 79. Yksimittaisten pilarien JP02 ja P02 käristymiskertoimen c kehittyminen kuormitusohjelman edetessä kuormitustavalla 1.

Kuvassa 80 on pilarien JP03 (tumman sininen käyrä), JP04 (vaalean sininen käyrä) ja P04 (ruskea käyrä) käristymiskertoimien kehitys kuormitettaessa pilareita kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma). Kuvasta nähdään, että kaikkien pilarien taipuman yhteys käristymään oli aluksi sinikäyrää tasaisemmin jakautuneen mallin mukainen. Käristymiskertoimet c olivat 9 tai alle. Lisävaakakuorman lisäämisen jälkeen käristymiskertoimet nousivat yli 10. Teräsbetonipilarilla kerroin säilyi noin 10,6:ssa kuormituksen loppuun asti. Esijännitetyillä pilareilla kerroin nousi loppua kohti ollen pilarin nurjahtaessa 11 tai yli. Tämä viittaa siihen, että esijännitettyjen pilarien halkeilu keskittyi pilarin keskialueelle ja pilarin taipuma oli keskialueella jyrkempää kuin muualla. Teräsbetonipilarit halkeilivat jo pelkästä omasta painostaan koko pituudeltaan ja halkeilu oli tasaisemmin jakautunutta. Tämän takia myös käristymiskerroin säilyi nurjahdukseen asti pienempänä.



Kuva 80. Yksimittaisten pilarien JP03, JP04 ja P04 käyristymiskertoimen c kehittyminen kuormitusohjelman edetessä kuormitustavalla 2.

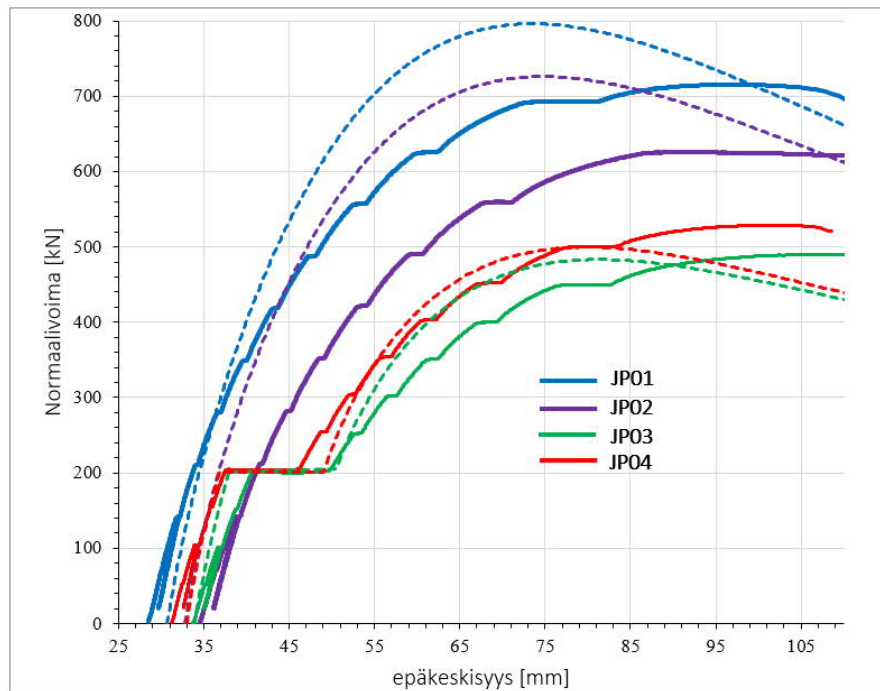
Kaikilla pilareilla käyristymiskerroin c oli aluksi sinikäyrän mukaista kerrointa $c=\pi^2$ (n. 9,87) pienempi ollen noin 9 tai alle, mutta kasvoi kuormituksen edetessä lopulta sinikäyrän mukaista kerrointa suuremmaksi ollen 10 tai yli.

5.6 Siirtymäperustaisen laskennan vertailu mittaustuloksiin

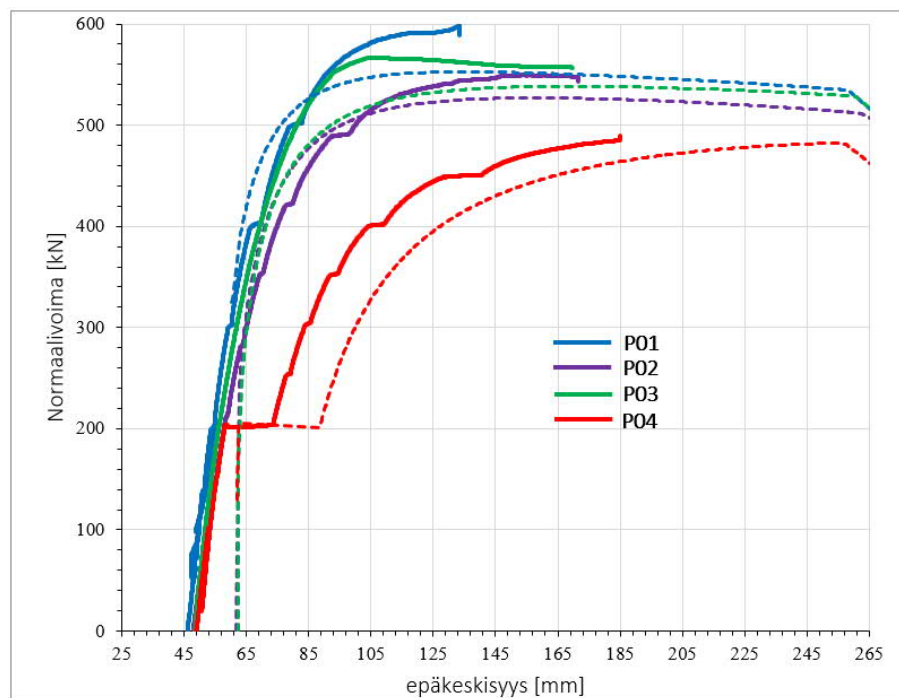
Laskennallista tarkastelua tehtiin siirtymäperustaisena laskentana kaikille yksimittaisille pilareille. Laskennassa käytetyt lähtötiedot on esitelty kohdassa 4.5. Laskennassa tarkasteltiin pilarin taipumaa pilarin keskellä. Taipuman yhteys poikkileikkauksen käyristymään oletettiin aluksi sinikäyrän muotoiseksi. Lisäksi tutkittiin käyristymiskertoimen c variaionnilla kertoimen vaikutusta laskentatulokseen ja verrattiin laskentatuloksia niitä mittaustulokseen.

Kuvissa 81 ja 82 on esitetty yksimittaisten esijännitettyjen pilarien ja teräsbetonipilarien nurjahduskoetulokset yhtenäisellä viivalla ja siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä

saatavat laskentatulokset katkoviivalla. Laskennan lähtötiedot on määritetty pilarikohtaisesti kohdissa 4.5 ja 4.4 esitetyllä tavalla ja käyritysmiskertoimen c on käytetty sinikäyrää vastaavan taipuman mukaista kerrointa π^2 .



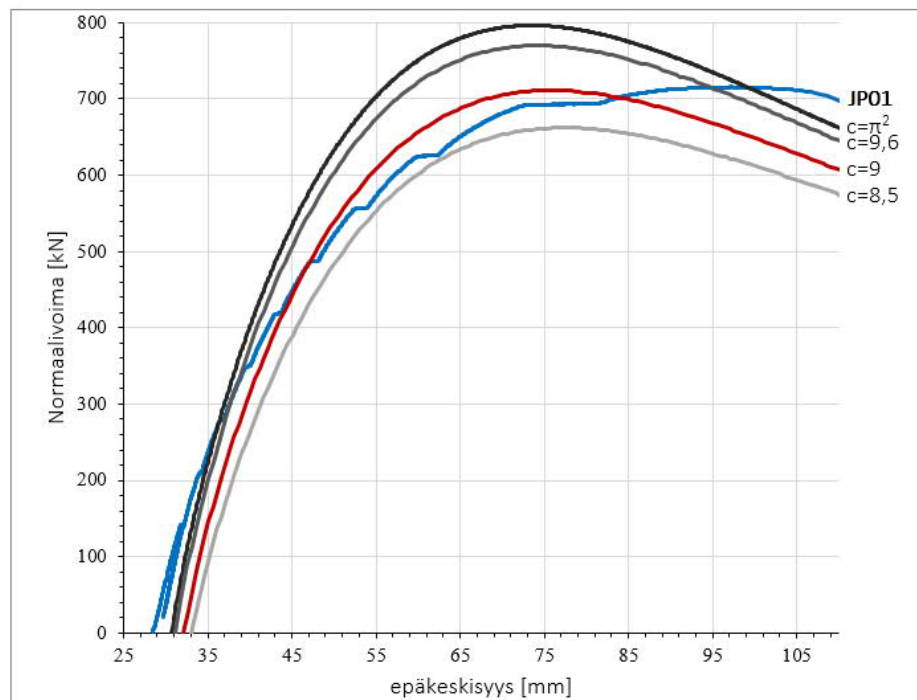
Kuva 81. Yksimittaisten esijännitettyjen pilarien nurjahduskoetulokset yhtenäisillä viivoilla ja katkoviivoilla siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä saadut tulokset, kun käyritysmiskerroin $c=\pi^2$.



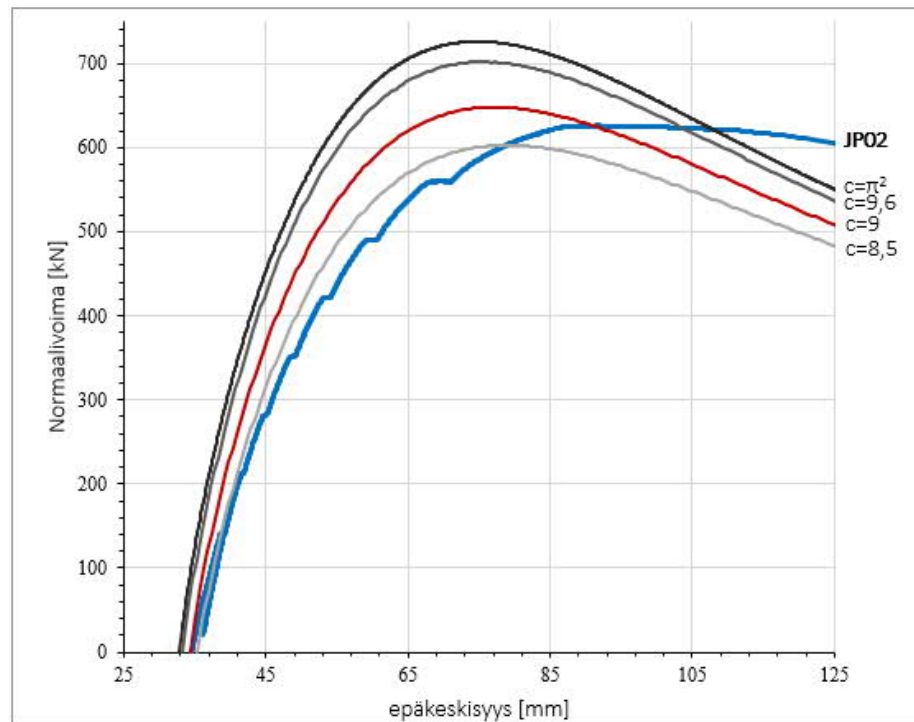
Kuva 82. Yksimittaisten teräsbetonipilarien nurjahduskoetulokset yhtenäisillä viivoilla ja katkoviivoilla siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä saadut tulokset, kun käyritysmiskerroin $c=\pi^2$.

Kuvista 81 ja 82 nähdään, että siirtymäperustaisen laskennan tulokset ovat todella lähellä mittaustuloksia. Kuormitustavalla 1 kuormitetuilla yksimittaisilla esijännitetyillä pila-reilla laskentatulokset poikkeavat mittaustuloksesta eniten. Poikkeama voi johtua osittain muun muassa käyritysmiskertoimen valinnasta, jos pilarin taipuma tai taivutusmomenttijakauma ei vastaa laskennan oletuksena ollutta sinikäyrän muotoa.

Kuvissa 83 ja 84 on yksimittaiset esijännitetyt pilarit JP01 ja JP02 kuormitettaessa kuormitustavalla 1 ja laskennalliset tulokset sinikäyrän mukaisella taipumalla ($c=\pi^2$) ja käyritysmiskertoimilla $c=9,6$; $c=9$ ja $c=8$.



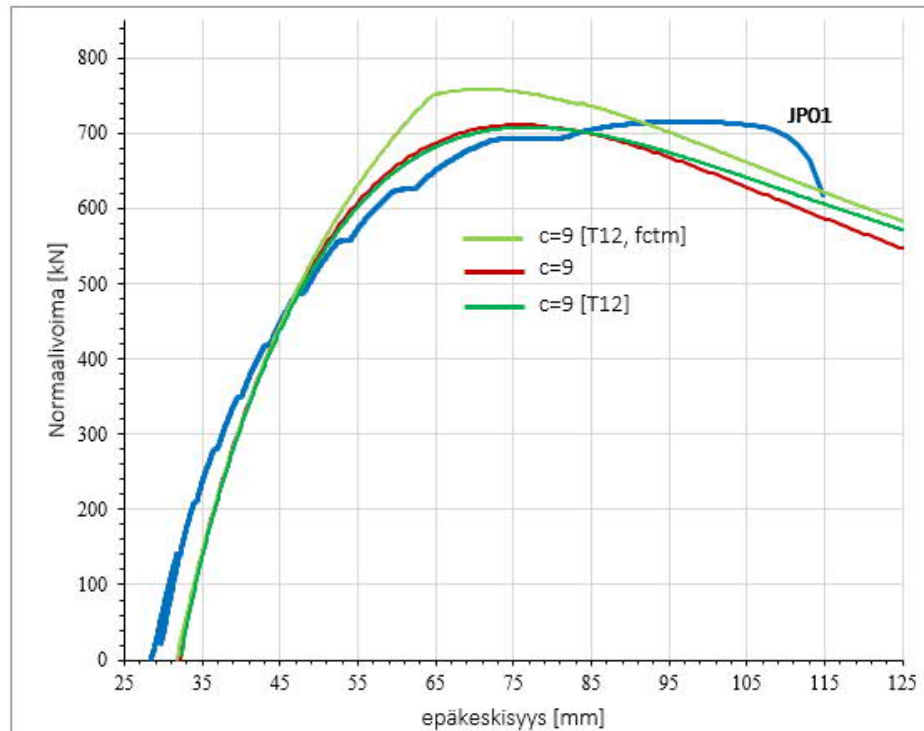
Kuva 83. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP01 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 1 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyritysmiskertoimilla c .



Kuva 84. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP02 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 1 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyritysmiskertoimilla c .

Kuvista 83 ja 84 nähdään, että nurjahduskokeessa saatuja nurjahduskuormia vastasi likimäärin käyritysmiskertoimella $c=9$ tehty laskelma. Sinikäyrän mukaisella laskennalla ($c=\pi^2$) sai yli 10 % suuremman nurjahduskuorman kuin nurjahduskokeessa. Tämä selittyy pilarin käyritymän tasaisemmalla todellisella jakaumalla, jolloin pilarin taipuma on pienemmällä kuormalla suurempaa. Lisäksi nähdään, että nurjahduskokeessa pilarien nurjahdus tapahtui suuremmalla taipumalla kuin laskennassa. Nurjahduskoetulosten kuvaaja taittuu loivemmin lähempänä nurjahdusta kuin laskennassa. Normaalivoima putosi koepilareilla nopeammin kuin laskennassa.

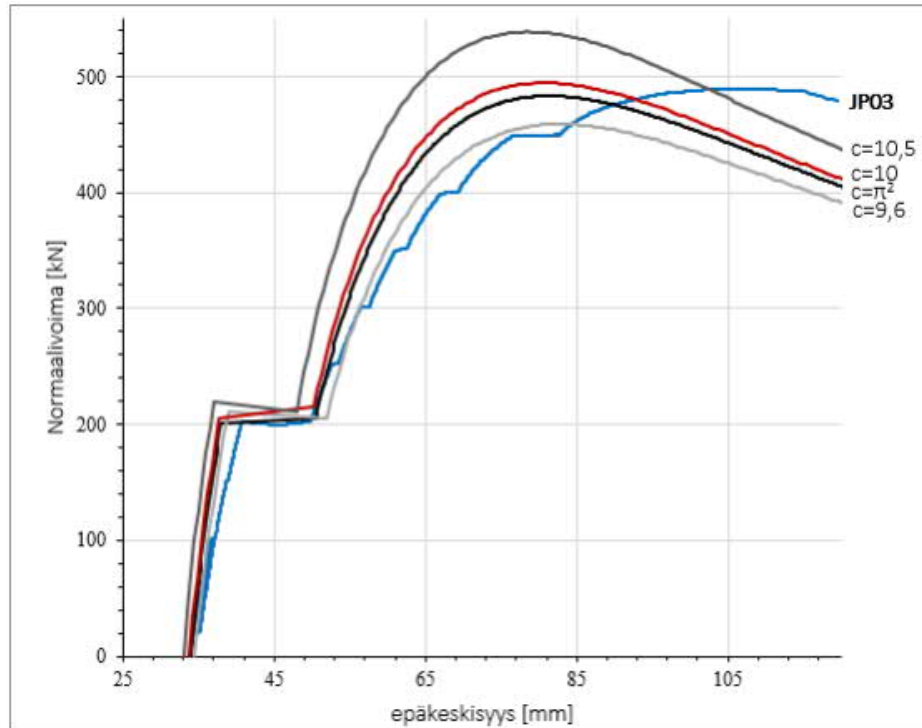
Laskennallisessa tarkastelussa betonille ei otettu huomioon vetolujuutta. Myös koepilareissa olevat T12 harjateräksistä valmistetut venymäsauvat jätettiin poikkileikkauksen laskennassa huomioimatta. Kuvassa 85 on esitetty pilarilla JP01 laskennallisten tulosten vertailu koetuloksiin, kun laskennassa huomioidaan T12 harjateräs (tumman vihreä käyrä), T12 harjateräs ja betonin vetolujuus (vaalean vihreä käyrä), tai kun niitä ei huomioida ollenkaan. Käyritysmiskertoimena on käytetty $c=9$ aiemman vertailun perusteella. Kaikissa tässä työssä tehdyissä laskelmissa on yksinkertaisuuden vuoksi jätetty vetojäykistysvaikutus huomioimatta, eli poikkileikkaustasapaino on määritetty vetolujuuden ylittyttyä ilman vetolujuutta täydellisesti halkeilleena.



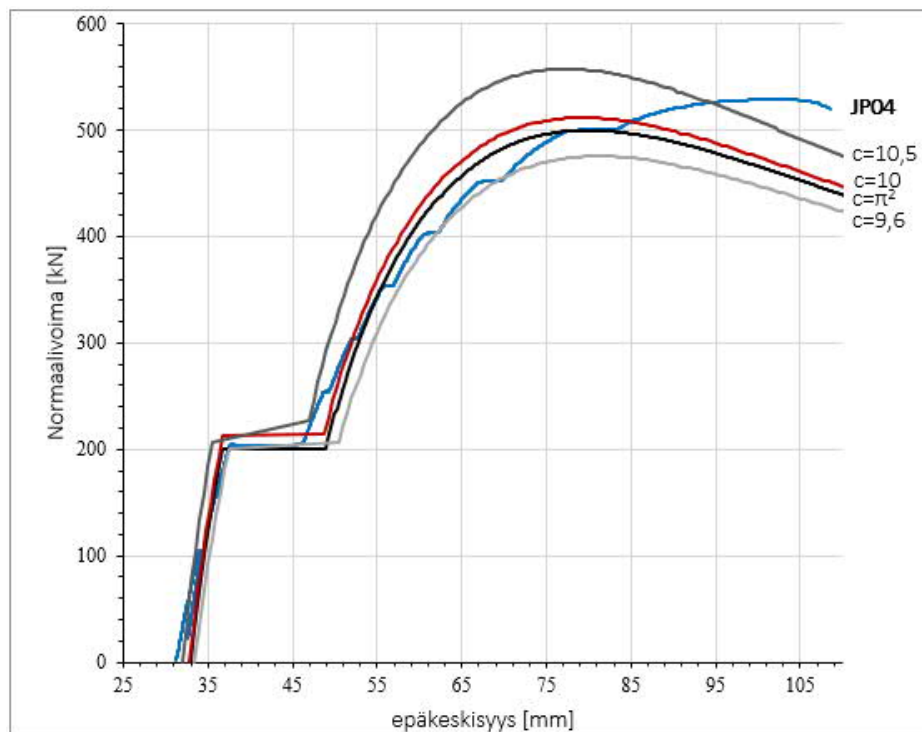
Kuva 85. Venymäsauvaterästen (T12) ja betonin vetolujuuden (f_{ctm}) vaikutus laskentatulokseen. Vertailuna esijännitetty pilari JP01.

Kuvasta 85 nähdään T12 teräksen ja betonin vetolujuuden vaikutus laskentatulokseen. T12 teräksen lisääminen ei kasvattanut nurjahduskuormaa, mutta lisäsi sitkeyttä nurjahduksen jälkeen. Normaalivoima pienenee aavistuksen vähemmän nurjahduksen jälkeen. Betonin vetolujuuden lisääminen kasvatti pilarin nurjahduskuormaa. Kumpikaan lisäys ei selittänyt mitatun pilarin suurempaa taipumaa ennen nurjahdusta. Suurempi taipuma johtuu todennäköisesti ainakin osittain betonin viruman vaikutuksesta. Viruman vaikutusta ei tässä työssä ole tutkittu tarkemmin.

Kuvissa 86 ja 87 on yksimittaiset esijännitetyt pilarit JP03 ja JP04 kuormitettaessa kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma) ja laskennalliset tulokset sinikäyrän mukaisella taipumalla ($c=\pi^2$) ja käyrästymiskertoimilla $c=10,5$, $c=10$ ja $c=9,6$.



Kuva 86. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP03 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 2 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyritysmiskertoimilla c .

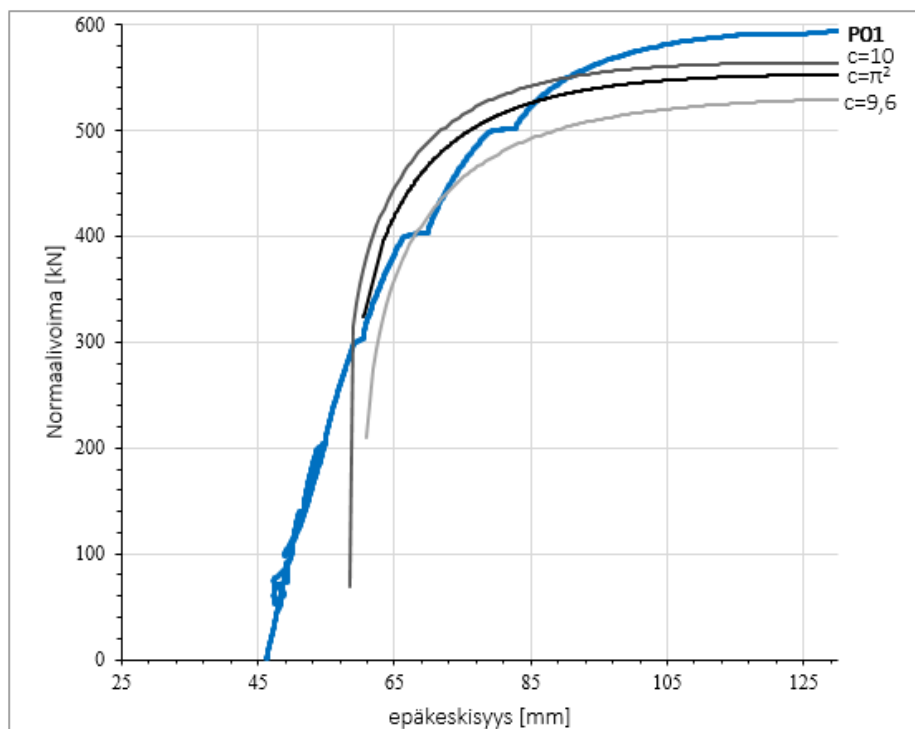


Kuva 87. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP04 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 2 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyritysmiskertoimilla c .

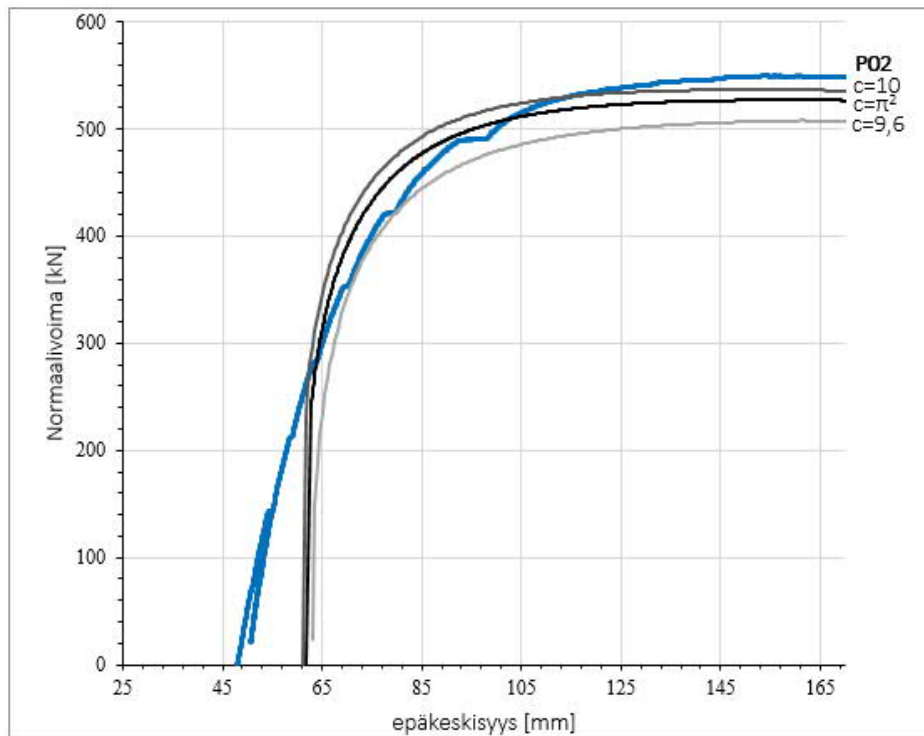
Kuvista 88 ja 89 nähdään, että lisävaakakuormitetuilla yksimittaisilla esijännitetyillä pila-reilla nurjahduskuorma oli nurjahduskokeessa suurempi kuin sinikäyrän mukaisella las-kennalla ($c=\pi^2$). Käyristymiskerroin $c=10$ antaa likimäärin saman nurjahduskuorman kuin nurjahduskokeessa. Tätä selittää pilarin keskittyneempi käyristymä lähellä nurjah-dusta. Normaalivoimasta aiheutuva taipuma on sitä pienempi, mitä keskittyneempi pila-rin käyristymä on. Taipuma ennen nurjahdusta oli myös vaakakuormitetuilla pilareilla nurjahduskokeessa suurempaa kuin laskennassa. Tämä voi selittyä ainakin jossain määrin betonin virumalla.

Kuvissa 88, 89 ja 90 on yksimittaiset teräsbetonipilarit P01, P02 ja P03 kuormitettaessa kuormitustavalla 1 ja laskennalliset tulokset sinikäyrän mukaisella taipumalla ($c=\pi^2$) ja käyristymiskertoimilla $c=10$ ja $c=9,6$.

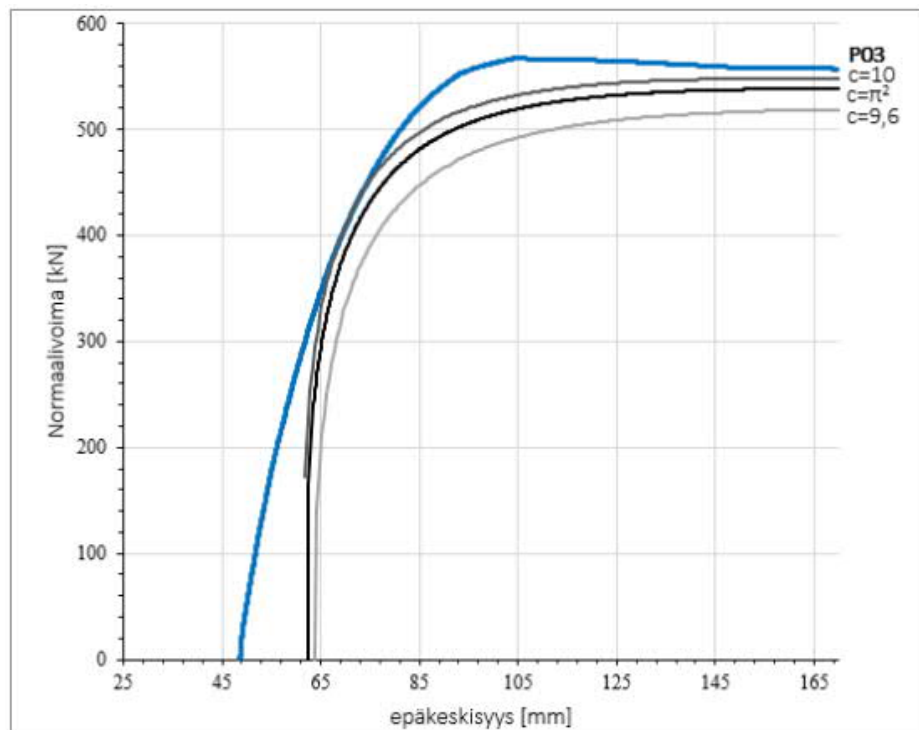
Kuvassa 91 on yksimittainen teräsbetonipilari P04 kuormitettaessa kuormitustavalla 2 (lisävaakakuorma) ja laskennalliset tulokset sinikäyrän mukaisella taipumalla ($c=\pi^2$) ja käyristymiskertoimilla $c=10,5$ ja $c=10$.



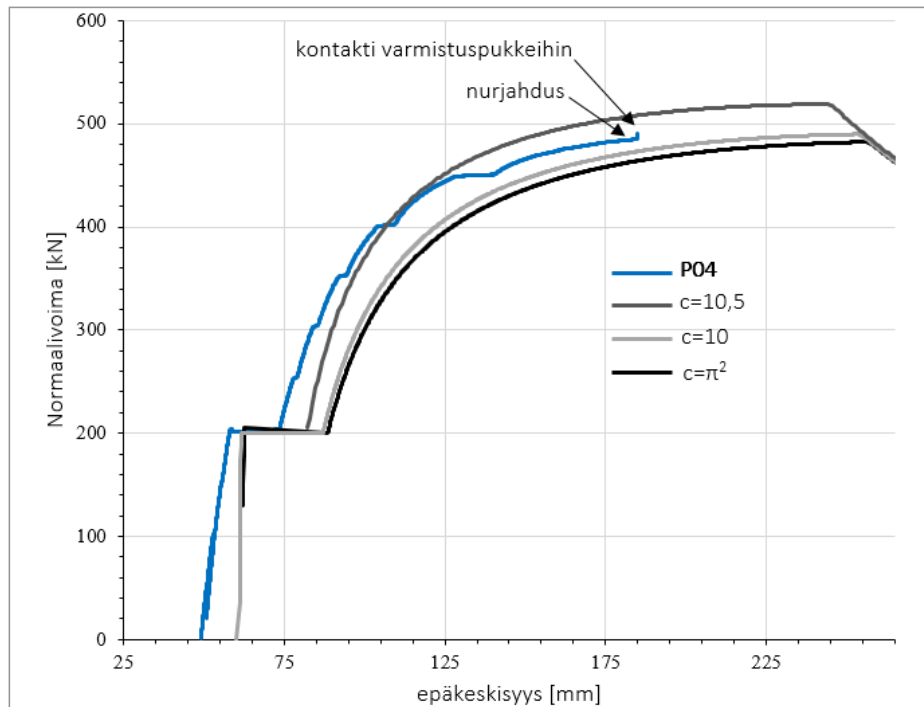
Kuva 88. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P01 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 1 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyristymiskertoimilla c .



Kuva 89. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P02 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 1 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyristymiskertoimilla c .



Kuva 90. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P03 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 1 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyristymiskertoimilla c .



Kuva 91. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P04 nurjahduskoetulos (sininen) kuormitettaessa kuormitustavalla 2 verrattuna siirtymäperustaisen laskennan tuloksiin eri käyrästymiskertoimilla c .

Kuvista 88-91 nähdään, että poiketen esijännitetyistä pilareista teräsbetonipilareilla sini-käyrän mukaisella laskennalla pilarin nurjahduskuorma oli pienempi, kuin nurjahdusko-keessa. Tämä voi selittyä sillä, että teräsbetonipilarit olivat koko pituudeltaan halkeilleita jo pelkästä omasta painostaan. Siirtymäperustaista laskentaa tehtiin ainoastaan halkeil-leen poikkileikkauksen kohdalla ja pilarin vetojäykistysvaikutusta ei huomioitu. Vetojäy-kistysvaikutus parantaa pilarin kokonaisjäykkyyttä.

Siirtymäperustaisella laskentamenetelmällä määritetty pilarin käyttäytyminen nurjahduk- sessa vastasi todella hyvin nurjahduskokeen tuloksia. Poikkeamat aiheutuivat todennä- köisesti käyrästymiskertoimen valinnasta ja betonin viruman ja halkeilleen pilarin vetojäy- kistysvaikutuksen huomioimatta jättämisestä.

6. PÄÄTULOKSET JA YHTEENVETO

6.1 Yleistä

Tämän työn tavoitteena on ollut kerryttää ymmärrystä hoikan esijännitetyn pilarin käyttäytymisestä nurjahdukseen kuormitettaessa. Tätä tavoitetta varten järjestettiin nurjahduskoe todellisia rakenteita vastaavaa kokoluokkaa oleville hoikille esijännitetyille betonipilareille. Nurjahduskokeessa kuormitettiin yhteensä 8 esijännitettyä pilari ja vertailukohdan saamiseksi 8 teräsbetonipilaria. Pilarit olivat erittäin hoikkia. Niiden hoikkuusluku λ oli noin 125. Puolet kumpaakin pilarityyppiä oli yksimittaisia ja puolet jatkettuja. Kaikki pilarit olivat 10 metriä pitkiä ja jatketuilla pilareilla jatkos oli pilarin keskellä. Pilarijatkos toteutettiin toisiinsa kytketyillä pilarikengillä. Liitoksen tarkoitus oli edustaa mastopilarin liitosta perustuksiin. Pilareita kuormitettiin kahdella tavalla. Kuormitustavalla 1 pilariin lisättiin normaalivoimaa noin 20 mm epäkeskisyydellä, kunnes pilari nurjahti. Kuormitustavalla 2 pilariin lisättiin epäkeskisen normaalivoiman lisäksi noin 3,9 kN pistemäinen vaakakuorma pilarin keskelle, normaalivoimaa kasvatettiin, kunnes pilari nurjahti.

Nurjahduskokeen järjestämisen ja mittaustulosten keräämisen ja tulkitsemisen lisäksi työssä testattiin Tampereen yliopiston Betoni- ja siltarakenteet -tutkimusryhmässä kehitettävän siirtymäperustaisen laskentamenetelmän toimivuutta hoikan esijännitetyn pilarin ja hoikan teräsbetonipilarin nurjahduksen laskentaan. Laskennallinen tarkastelu toteutettiin määrittämällä nurjahduskokeen pilareista mittaamalla ja testaamalla pilarien dimensiot ja materiaaliominaisuudet. Laskentatuloksia verrattiin nurjahduskokeen tuloksiin.

6.2 Nurjahduskokeen päätulokset

Nurjahduskokeessa pilarit kuormitettiin vaaka-asennossa. Pilarien oma painon otaksuttiin vaikuttavan tasaisena vaakakuormana. Teräsbetonipilarit halkeilivat oman painon vaikutuksesta esijännitetyt ei.

Kuormitustapa 1

Esijännitetty pilari:

- Yksimittainen pilari taipui omasta painosta vähemmän kuin jatkettu pilari. Ero selittyi sillä, että jännepunokset eivät jatkuneet liitosalueen, jolloin liitosalueella ei ollut esijännitystä. Esijännityksettömän alueen taivutusjäykkyys on pienempi

- Yksimittaisen pilarin nurjahduskuorma oli isompi kuin jatkettun pilarin. Ero selittyy liitosalueen jäykkyyserolla, jolloin yksimittaisen teräsbetonipilarin toisen kertaluvun taipuma oli pienempi
- Yksimittaisen ja esijännitetyn pilarin taipumamuotoja verrattiin sinikäyrän muotoon. Kuormituksen alussa kummatkin pilarit taipuivat sinikäyrää tasaisemmin, mutta kuormituksen kasvaessa taipuma alkoi keskittyä pilarin keskialueelle. Pilarin nurjahtaessa niiden taipumamuoto oli sinikäyrän muotoa jyrkempi. Kuormituksen alun loivempi muoto selittyy normaalivoiman epäkeskisyydellä, kuormituksen edetessä pilarin keskialueen taipuma ja taivutusmomentti kasvoi niin suureksi, että pilari halkeili keskialueeltaan. Halkeilleen alueen taivutusjäykkyys oli pienempi kuin halkeilemattoman ja taipuman generoiva käyristymä keskittyi pilarin keskialueelle.
- Yksimittaisen pilarin käyristymiskerroin oli kuormituksen alussa alle π^2 , mutta nousi loppua kohden sen yli.

Teräsbetonipilari:

- Yksimittainen pilari taipui omasta painosta likimäärin saman verran kuin jatkettu pilari. Tulos selittyy sillä, että teräsbetonipilari oli halkeillut omasta painosta koko pituudeltaan jo ennen kuormituksen aloitusta. Vaikka jatkosliitoksen yhdistävien ruuvien pienempi poikkipinta-ala verrattuna pääteräksiin ja liitososien vaikutus liitoksen vetojäykkyyteen oli epäedullinen. Kasvatti liitoksen ankkurointiteräkset liitosalueen kokonaisjäykkyyttä ja hillitsi halkeilua niin, että liitosalueesta ei syntynyt merkittävää poikkeamaa pilarin jäykkyyteen.
- Yksimittaisen pilarin ja jatkettun pilarin nurjahduskuormat olivat likimäärin saman suuruiset. Tulos selittyy kuten edellä. Liitosalueen taivutusjäykkyys ei poikennut yksimittaisen pilarin taivutusjäykkyydestä nurjahduskokeessa pilareihin kohdistuneilla taivutusmomenttitasoilla.
- Yksimittaisen ja esijännitetyn pilarin taipumamuotoja verrattiin sinikäyrän muotoon. Käyttäytyminen oli likimäärin samanlaista kuin esijännitetyillä pilareilla. Kuormituksen alussa molemmat pilarit taipuivat sinikäyrää tasaisemmin, mutta taipumamuoto muuttui jyrkemmäksi kuormituksen edetessä. Tämä selittyy sillä, että keskialueella pilarin taivutusmomentti kasvoi pilarin taipuessa, keskialueen halkeamat syvenivät, taivutusjäykkyys pieneni ja taipuman generoiva käyristymä keskittyi pilarin keskialueelle.
- Yksimittaisen pilarin käyristymiskerroin oli kuormituksen alussa alle π^2 , mutta nousi loppua kohden sen yli.

Kuormitustapa 2

Esijännitetty pilari:

- Yksimittaisen pilarin nurjahduskuorma oli likimäärin sama kuin jatkettulla pilarilla. Tulos selittyy sillä, että vaakakuorma lisäsi pilarin taivutusmomenttia niin, että yksimittaisen pilarin taivutusjäykkyys pilarin keskellä aleni jatkettun pilarin liitosalueen jäykkyyttä vastaavaksi.
- Yksimittaisen pilarin käyritysmiskerroin oli kuormituksen alussa alle π^2 , mutta vaakakuorman lisäyksen jälkeen käyritysmiskerroin nousi π^2 yli. Lähellä pilarin nurjahdusta käyritysmiskerroin oli suurempi, kuin kuormitustavalla 1. Tämä johtuu oletettavasti siitä, että lisävaakakuorma sai pilarin taipuman vaakakuormatonta tapausta jyrkemmin, jolloin myös taivutusmomentti kehittyi keskialueella sinikäyrää vastaavaa momenttipintaa suuremmaksi. Sinikäyrän mukaista taipumaa vastaavaa käyritysmiskerrointa π^2 suurempi käyritysmiskerroin vastaa näin ollen paremmin keskialueen suuremmasta taivutusmomentista muodostuvaa käyritysmää.

Teräsbetoni pilari:

- Yksimittaisen pilarin nurjahduskuorma oli pienempi, kuin jatkettun pilarin nurjahduskuorma. Tulos selittyy sillä, että lisävaakakuorman vaikutuksesta yksimittaisen pilarin keskialueen halkeamien syvyys kasvoi jatkettun pilarin liitosalueen halkeamia syvemmiksi. Jatkettun pilarin liitosalueen teräsmäärä oli pilarikenkien ankurointiraudoituksen takia suurempi ja näin ollen pilari oli liitoskohdan molemmilla puolilla jäykempi kuin yksimittainen halkeillut pilari, taipuma jäi pienemmäksi ja nurjahduskuorma oli suurempi.
- Yksimittaisen pilarin käyritysmiskerroin kehittyi kuormituksessa kuten esijännitettyllä pilarilla. Käyritysmiskerroin nousi nurjahduskuormaa lähestyttäessä korkeammaksi kuin lisävaakakuormattomalla kuormitustavalla 1.

Vertailtaessa esijännitetyn pilarin ja teräsbetonipilarin taivutusjäykkyyden kehittymistä kuormituksen edetessä, esijännitetty pilari oli jäykempi, mutta sen jäykkyys aleni kuormituksen edetessä. Teräsbetonipilarin jäykkyys kasvoi kuormituksen alussa, mutta kääntyi nurjahduskuormaa lähestyttäessä myös laskuun. Esijännitetyn pilarin taivutusjäykkyyden heikkeneminen heti kuormituksen alusta alkaen selittyy betonin jännitystilän kasvun lisäksi betonin virumalla ja lopussa pilarin halkeilulla. Teräsbetonipilarin taivutusjäykkyyden kasvu kuormituksen alussa selittyy sillä, että pilari oli halkeillut ennen kuormitusta ja normaalivoimaa kasvatettaessa halkeamat puristuivat kiinni. Toimiva poikkileikkaus suureni ja taivutusjäykkyys kasvoi. Kuormituksen loppua kohti tapahtunut

taivutusjäykkyiden heikkenemisen puolestaan johtui halkeamien uudelleen avautumisesta ja betonin jännitystilasta kasvusta ja virumasta.

Esijännitetyn ja teräsbetonipilarin taivutusjäykkyys selittyy esijännityksen vaikutuksella. Esijännitetty pilari ei halkeillut omasta painosta toisin kuin teräsbetonipilari, esijännitetyn pilarin toimiva poikkileikkaus pysyi suurempana ja taivutusjäykkyys oli parempi.

6.3 Laskennallinen tarkastelu

Siirtymäperustainen laskenta soveltui erittäin hyvin molempien pilarityyppien nurjahduksen laskentaan. Laskennassa pilarien taipumamuoto otaksuttiin sinikäyrän muotoiseksi. Esijännitetyillä yksimittaisilla pilareilla laskentatulokset oli kuormitustavalla 1 koetulosta suurempi ja kuormitustavalla 2 likimäärin sama. Teräsbetonipilareilla laskentatulokset oli kummallakin kuormitustavalla koetulosta pienempi. Erot olivat hyvin pieniä ja poikkeama voi johtua muun muassa siitä, että laskennassa ei huomioitu betonin virumaa, eikä vetojäykistysvaikutusta. Myös pilareista määritettyjen lähtötietojen kuten betonin puristuslujuuden ja kimmokertoimen koetuloksissa ja laskennassa käytetyssä materiaalimallissa on epämääräisyyttä.

Laskennallisessa tarkastelussa vertailtiin pilarin poikkileikkauksen taivutusjäykkyiden kehittymistä kuormituskokeen aikana. Kuormituskokeesta määritettyjä normaalivoima-taivutusmomentti-yhdistelmiä vastaavia laskennallisia taivutusjäykkyksiä verrattiin mitattuihin taivutusjäykkyksiin. Sekä esijännitetyllä pilarilla, että teräsbetonipilarilla laskennallinen taivutusjäykkyys osoittautui suuremmaksi, kuin nurjahduskokeessa mitattu. Eroa voi selittää se, että laskennassa ei huomioitu viruman vaikutusta.

Laskennallisissa tarkasteluissa vertailtiin myös pilarin taipuman ja poikkileikkauksen käyrityksen yhteyttä kuvaavan käyritysmiskertoimen vaikutusta laskentatulokseen ja verrattiin tuloksia mittaustulokseen. Vertailu osoitti, että käyritysmiskerroin ei ollut sinikäyrän mukainen vaan mukaili taivutusmomentti jakauman mukaista käyritysmiskerointia. Tarkempaa analyysiä pilarin kuormituksen aikaisesta taivutusmomenttijakaumasta ei tehty.

6.4 Johtopäätökset ja jatkotutkimusehdotukset

Esijännitetty pilari soveltui hyvin elementtituotantoon. Jännepunokset muodostivat tukevan ”raudoitushäkin”, jonka haoittaminen ja lisäraudoittaminen oli sujuvaa.

Nurjahduskokeessa kaikkien testattujen pilarien nurjahdus tapahtui kimmoisasti stabiiliteetin menetyksenä ennen materiaalimurtoa. Pilarien käyttäytyminen voi poiketa merkittävästi, kun nurjahdus tapahtuu materiaalimurron yhteydessä tai materiaalimurto tapahtuu ennen nurjahdusta, eli hoikkuus on pienempi. Nurjahduskoetulosten ei näin ollen voi

olettaa kuvaavan tällaisen pilarin toimintaa. Paremman ymmärryksen saaminen esijännitetyn pilarin toiminnasta lähellä materiaalmurtoa edellyttää jatkotutkimusta.

Siirtymäperustaisella laskennalla saatavat tulokset olivat hyvin lähellä nurjahduskokeen tuloksia. Koska nurjahduskokeessa ei materiaalmurtoa tapahtunut, ei laskentamenetelmän toimivuutta materiaalmurtotapauksissa voida koetulosten perusteella todeta. Tarvitaan mittaustuloksia pilaritapauksista, joissa materiaalmurto rajoittaa pilarin normaallivoimakestävyyttä.

Esijännitetyn pilarin taivutusjäykkyys perustuu suurelta osin pilarin halkeilemattomuuteen. Pilarin halkeillessa taivutusjäykkyyttä menetetään ja pilarin toimivan poikkileikkauksen vetorasitetun puolen taivutusjäykkyys riippuu teräspoikkileikkauksen suuruudesta. Jännepunoksilla on korkea lujuus, mutta muodonmuutosominaisuudet ovat likimäärin samat kuin harjateräksellä. Pienemmän teräsmäärän takia halkeilleen esijännitetyn pilarin taipuma saattaa kehittyä nopeammin ja yllättävämmiin nurjahdukseen kuin suurempi teräspoikkileikkauksellisella teräsbetonipilarilla. Murtotavan turvallisuus on tyypillisesti yksi rakenteen suunnittelukriteereistä ja tämä tulee mitoitusmenetelmän reunaehdoja määritettäessä ottaa huomioon.

Laskennallisessa analyysissä ei huomioitu betonin viruman tai kutistuman vaikutusta. Hoikilla pilareilla viruman vaikutus normaalivoimakestävyyteen etenkin pitkäaikaisilla kuormilla on oletettavasti merkittävä. Viruma ja kutistuma lisää taivutetun pilarin taipumaa ja esijännitetyillä pilareilla myös pienentää pilaria jäykistävää jännevoimaa. Viruman ja kutistuman vaikutusta hoikan esijännitetyn pilarin normaalivoimakestävyyteen olisi aiheellista tutkia lisää.

Siirtymäperustaisessa laskennassa taipuman ja käyristymän välisen yhteyden valinnalla on merkitystä laskennalla pilarille saatavaan normaalivoimakestävyyteen. Ainakin tapauksissa, joissa nurjahdus tapahtuu kimmoisella alueella, nurjahduskertoimen yliarviointi antaa pilarille todellista paremman normaalivoimakestävyyden. Laskenta on tällöin epävarmalla puolella. Käyristymiskertoimen määrittäminen tai sen huomioiminen laskennassa tulisi olla varmalla puolella. Olisi aiheellista tutkia, miten käyristymiskertoimen valinta vaikuttaa laskennan turvallisuuteen, kun pilarin murtotapa on poikkileikkausmurto.

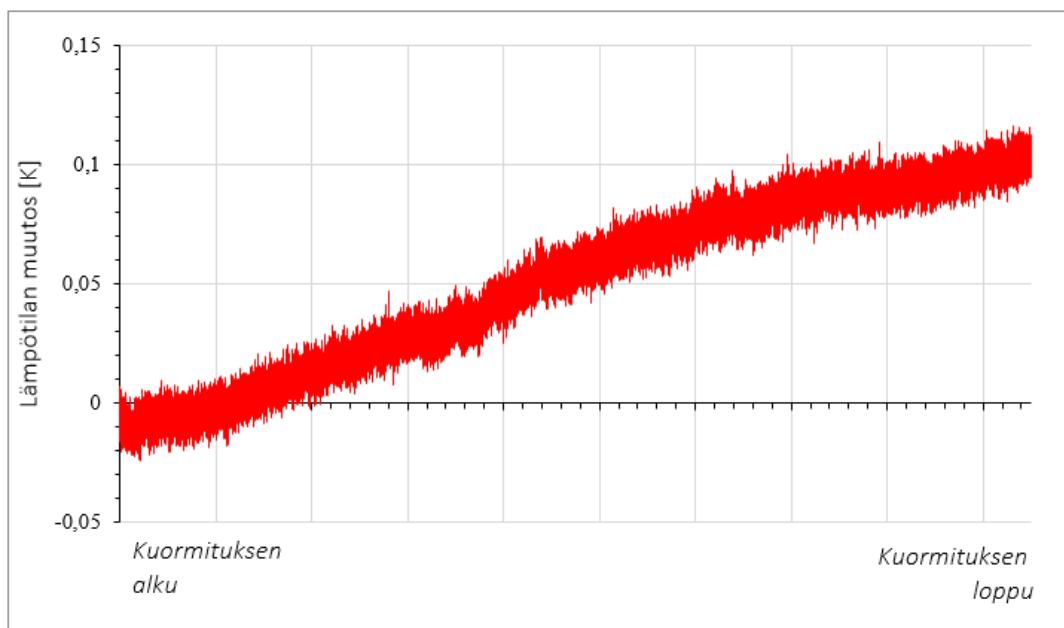
Betonin puristuslujuutta testataan sen laadunvalvonnan yhteydessä, mutta kimmomoduulia harvemmin. Erittäin hoikalla pilarilla betonin kimmomoduuli on sen puristuslujuutta merkittävämpi ominaisuus normaalivoimakestävyyden kannalta. Betonin kimmomoduulin määrittäminen laskennallisesti puristuslujuuden perusteella ei välttämättä kuvaa tarkasti betonin todellista kimmomoduulia ja saattaa olla selvästi epävarmalla puolella.

Kimmoisten omaisuuksien tarkempi tuntemus on hoikan pilarin mitoittamisen kannalta oleellista.

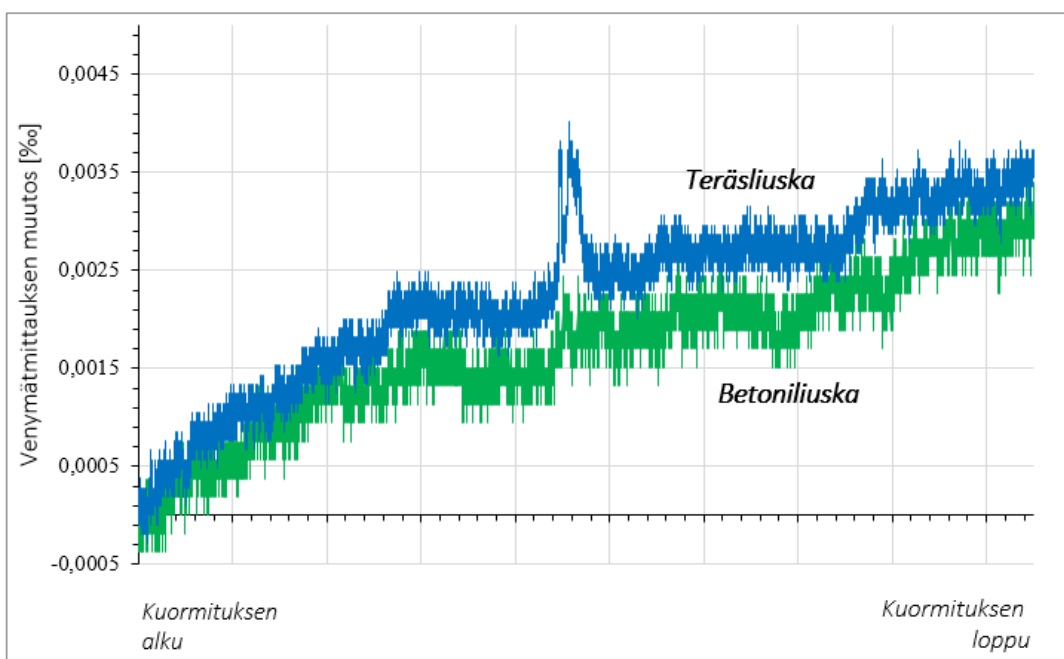
Liitosalueet ovat esijännitetyissä pilareissa jännevoimattomia ja näin ollen niiden taivutusjäykkyys on todennäköisesti pienempi kuin alueilla, joilla jännevoimaa on. Jännevoimattomien alueiden huomioiminen laskennassa vaatii lisäselvitystä. Toinen jännevoimaan ja sen puuttumiseen liittyvä asia on, miten punos käyttäytyy puristettuna. Lisääkö se puristetun betonin vetojännityksiä, kun punos tai sen säikeet alkavat nurjahtaa ja miten tiheällä haoituksella nurjahdusta voidaan estää.

LÄHTEET

- [1] M. V. Leskelä, by 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Suomen Betoniyhdistys ry, 2008.
- [2] SFS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+AC:2010. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2015.
- [3] (fib), International Federation for Structural Concrete, Constitutive Modelling of High Strength / High Performance Concrete, fib Bulletin 42, 2008.
- [4] Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. SFS-EN 1992 kansalliset liitteet., Helsinki: Ympäristöministeriö, 2016.
- [5] P. Nykyri, by 211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - osa 2, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 2014.
- [6] T'ung-yen Lin, Ned Hamilton Burns, Design of Prestressed Concrete Structures, New York: Wiley, 1981.
- [7] Tapio Salmi, Sami Pajunen, Lujuusoppi, Tampere: Pressus, 2010.
- [8] (fib), International Federation for Structural Concrete, "Model Code 2010," Ei julkaistu, 2011.
- [9] Peikko Finland Oy, "Tekninen käyttöohje, JENKA-nostojärjestelmä," elokuu 2018. [Online]. Available: <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/lyhyet-jenka-nostoankkurit/>. [Haettu joulukuun 2019].
- [10] Peikko Finland Oy, "Tekninen käyttöohje, HPKM-pilarikenkä," syyskuu 2016. [Online]. Available: <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/hpkm-pilarikenka>. [Haettu joulukuun 2019].
- [11] SFS-EN 12390-1:2012. Kovettuneen betonin testaus. Osa 1: Muoto, mitat ja muut koekappaleiden ja muottien vaatimukset, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2013.
- [12] SFS-EN 12390-3:2009. Kovettuneen betonin testaus. Osa 3: Koekappaleiden puristuslujuus, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2009.
- [13] SFS-EN 12504-1:2009. Betonin testaus rakenteista. Osa 1: Poratut koekappaleet. Näytteenotto, tutkiminen ja puristuslujuuden testaus, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2009.
- [14] SFS-EN 12390-13:2013. Tersting Hardened Concrete. Part 13: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2014.
- [15] P. Nykyri, by 211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - osa 1, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 2013.
- [16] SFS-EN 13791:2007. Betonin puristuslujuuden arviointi rakenteista ja rakenneosista, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2017.
- [17] Jouko Karhunen, Veikko Lassila, Seppo Pyy, Aarno Ranta, Satu Räsänen, Matti Saikkonen, Eero Suosara, Lujuusoppi, Helsinki: Otatieto, 1992.
- [18] Tapio Salmi, Kai Kuula, Rakenteiden mekaniikka, Tampere: Pressus, 2012.
- [19] M. V. Leskelä, "Puristettujen rakenteiden tarkastelu standardissa SFS-EN1992-1-1 (kohta 5.8)," helmikuu 2010. [Online]. Available: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit/nurjahduspituus>. [Haettu joulukuun 2019].

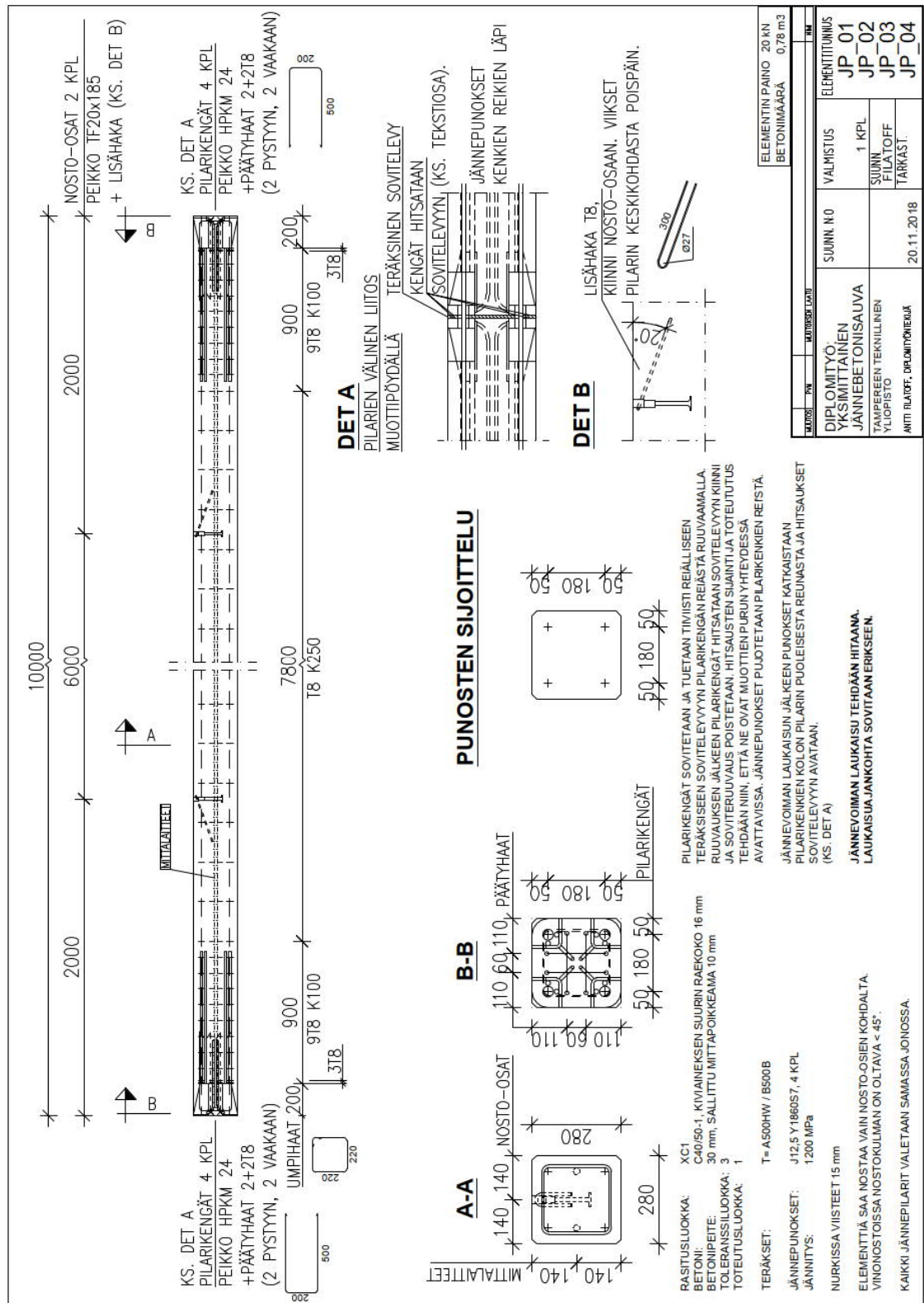
Nurjahduskokeen kontrollimittausten tulokset

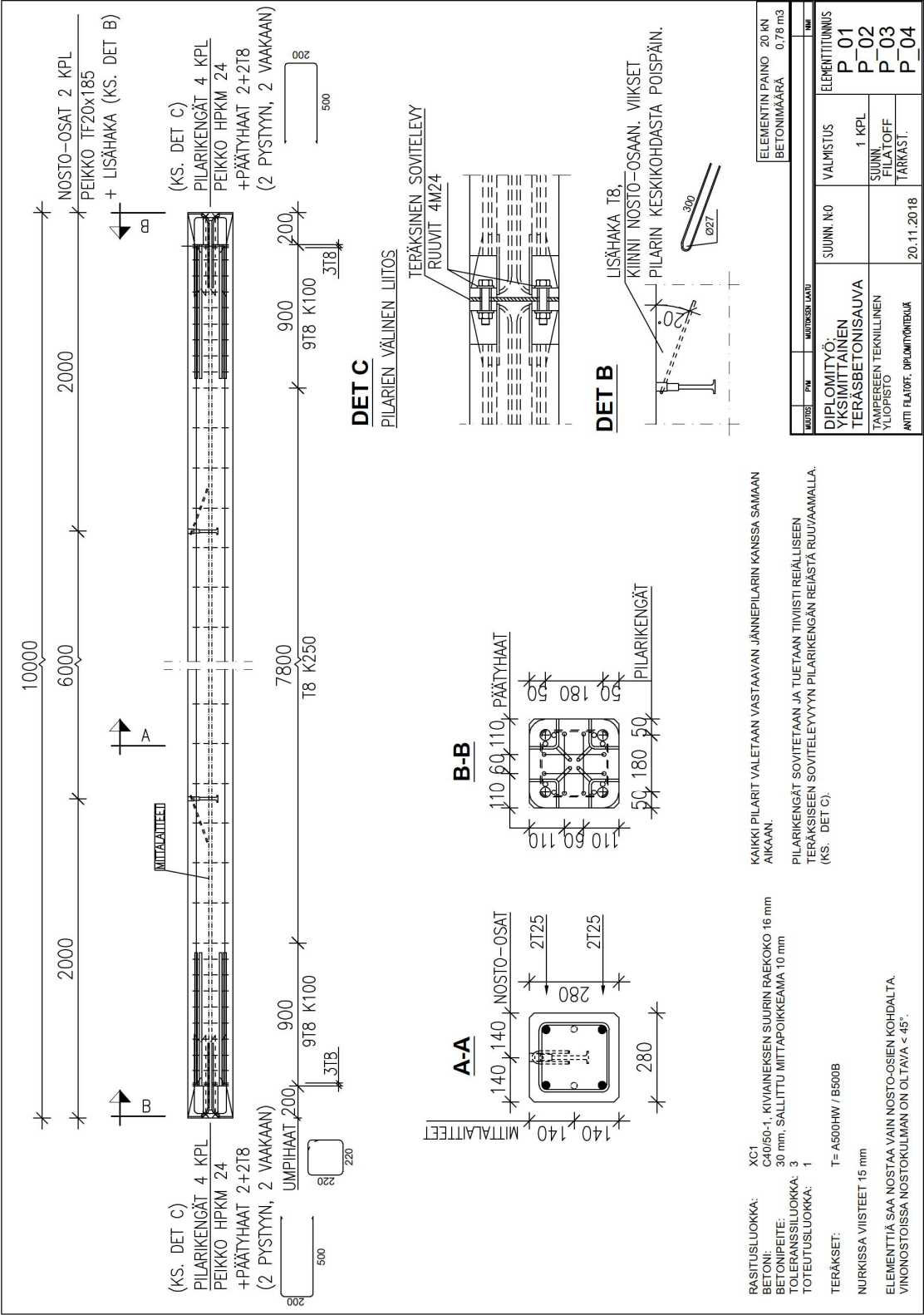
Kuva A1. Pilarin JP01 lämpötilan kehittyminen kuormituksen aikana mittauspisteen 7 venymäsauvasta mitattuna.

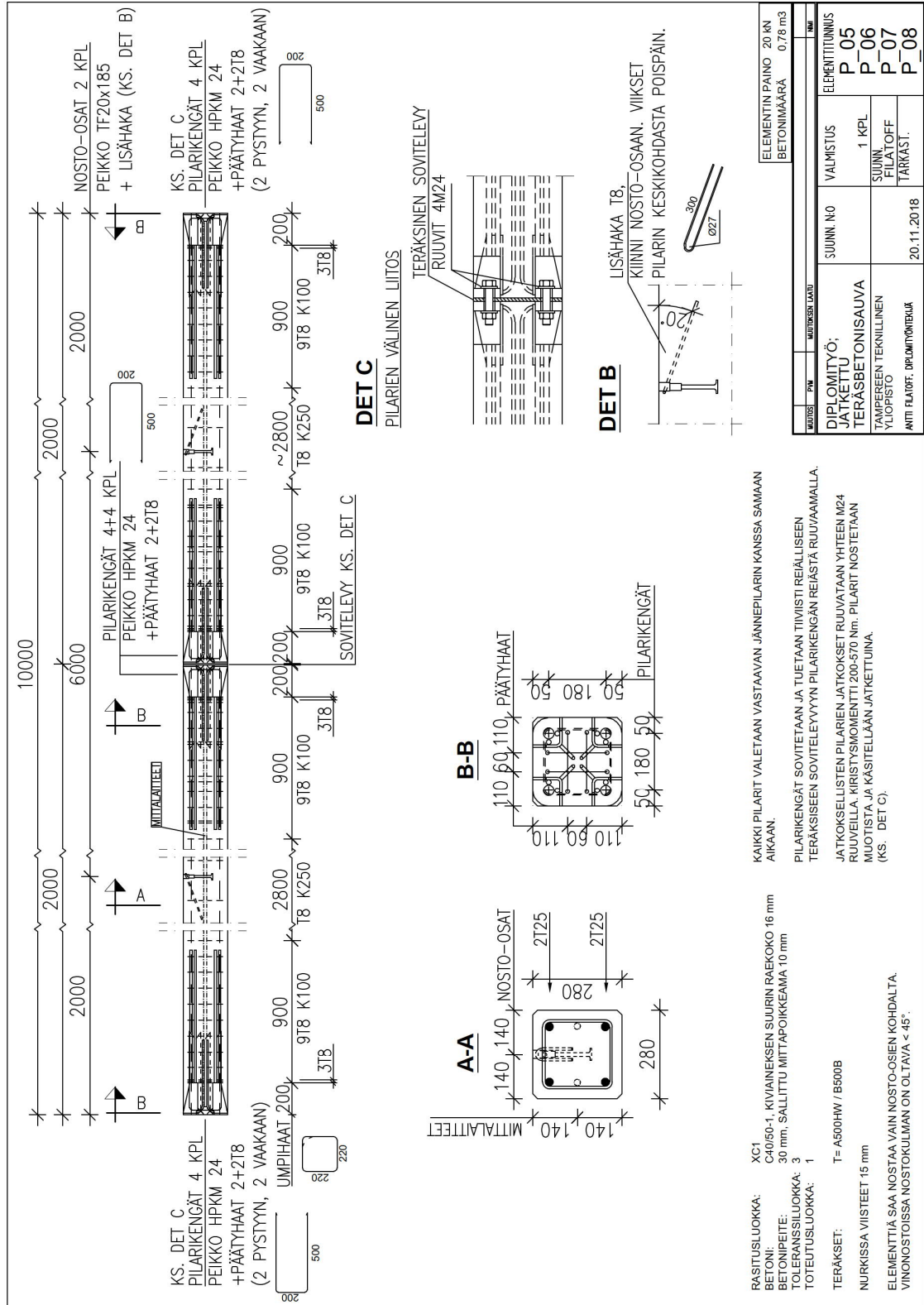


Kuva A2. Pilarin JP01 vierellä levänneen dummy-kappaleen venymäliuskojen mitausnollan muutos kuormituksen aikana.

Pilarien valmistuspiirustukset







Pilarien betonin puristuslujuus jännevoiman siirrossa

TESTAUSSELOSTE

21.5.2019

Esijännitetyn pilarin nurjahduskoe

Betonin puristuslujuustulokset 150 mm:n koekuutioista jännevoiman siirrossa.

Testattuja koekappaleita on yhteensä 3 kappaletta jokaisesta valuerästä. Valueriä on yhteensä 8.

Koekappaleet ovat kuution muotoisia ja niiden tavoite sivumitta on $d=150$ mm. Koekappaleet on valettu pilarivalujen yhteydessä samasta betonierästä pilarien kanssa. Niitä on säilytetty testaushetkeen asti pilarien kanssa samoissa olosuhteissa valulinjaston läheisyydessä. Koekappaleet on mitattu SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan.

Koekappaleiden keskimääräinen kuormituspinta-ala A_c on määritetty SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan.

Koekappaleiden paino on määritetty punnitsemalla koekappale ennen testausta.

Koekappaleiden tiheys on määritetty mitatun painon, keskimääräisen kuormituspinta-alan ja keskimääräisen korkeuden mukaan.

Kuormitusnopeus: ~0,6 MPa/s.

Pilarit	Näytteen tunnus	Valupäivä	Testauspäivä	Betonin ikä	Yläpinta [mm]						Alapinta [mm]		
					x ₁	x ₂	x ₃	y ₁	y ₂	y ₃	x ₁	x ₂	x ₃
P01, JP01	2018/166-14	10.12.2018	8.1.2019	29 vrk	149,8	149,9	150,0	150,5	150,4	149,9	149,9	149,8	149,9
	2018/166-12	10.12.2018	8.1.2019	29 vrk	149,8	149,8	149,9	150,4	150,1	150,2	149,9	149,9	149,9
	2018/166-18	10.12.2018	8.1.2019	29 vrk	150,0	150,0	150,0	150,3	150,3	150,4	150,0	149,9	150,0
P05, JP05	2018/167-6	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	149,6	149,7	149,7	149,6	149,6	149,2	149,7	149,7	149,7
	2018/167-4	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	149,7	149,8	149,8	149,9	149,7	149,7	149,7	149,7	149,8
	2018/167-10	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	149,8	149,9	149,9	151,0	151,2	150,8	149,7	149,8	149,9
P02, JP02	2018/168-2	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	149,9	149,9	149,9	150,4	150,3	150,0	149,9	149,9	149,9
	2018/168-16	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	150,1	150,0	150,0	150,4	150,6	150,6	150,0	150,0	150,0
	2018/168-14	11.12.2018	8.1.2019	28 vrk	149,8	149,9	149,9	150,6	150,8	150,9	149,9	149,9	149,9
P06, JP06	2018/169-16	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	150,0	150,0	150,1	150,6	150,9	151,1	150,1	150,1	150,1
	2018/169-12	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	149,9	149,9	149,9	150,1	149,8	149,6	149,7	149,9	149,9
	2018/169-14	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	149,9	149,8	149,9	149,8	149,5	149,7	149,8	149,9	150,0
P03, JP03	2018/170-10	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	149,7	149,9	149,9	150,7	150,2	150,0	149,8	149,9	149,9
	2018/170-2	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	149,9	150,0	150,0	150,4	150,6	150,2	150,1	150,0	150,0
	2018/170-6	12.12.2018	8.1.2019	27 vrk	149,6	149,7	149,7	149,5	149,5	149,5	149,6	149,7	149,7
P07, JP07	2018/171-4	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	149,8	149,8	149,8	149,7	149,3	149,1	149,7	149,8	149,9
	2018/171-2	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	149,9	149,9	150,0	151,3	151,5	151,4	150,0	150,0	150,0
	2018/171-10	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	149,8	149,8	149,9	150,1	150,0	150,0	149,9	149,9	149,9
P04, JP04	2018/172-6	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	149,6	149,7	149,7	149,6	149,4	149,3	149,7	149,7	149,7
	2018/172-14	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	150,0	149,9	149,9	150,4	150,3	150,2	149,9	149,9	150,0
	2018/172-18	13.12.2018	8.1.2019	26 vrk	149,9	150,0	150,0	150,3	150,3	150,5	149,9	149,9	150,0
P08, JP08	2018/174-2	14.12.2018	8.1.2019	25 vrk	150,0	149,9	149,9	150,6	150,9	150,8	149,9	149,9	149,9
	2018/174-10	14.12.2018	8.1.2019	25 vrk	149,8	149,8	149,9	150,4	150,6	150,6	149,9	149,8	149,9
	2018/174-18	14.12.2018	8.1.2019	25 vrk	149,8	150,0	150,0	150,4	150,4	150,2	149,8	149,9	150,0

Pilarit	Alapinta [mm]			x _m	y _m	A _c	Mitattu korkeus [mm]				h _m	Mitattu paino [kg]	Tiheys [kg/m ³]	Murto-kuorma [kN]
	y ₁	y ₂	y ₃				h ₁	h ₂	h ₃	h ₄				
P01, JP01	150,4	150,6	150,1	150	150	22500	150,0	149,9	149,9	150,0	150	8,015	2375	1338,1
	150,7	150,5	150,2	150	150	22500	150,0	150,0	150,0	150,0	150	7,995	2369	1281,7
	150,9	150,5	150,1	150	150	22500	149,9	149,9	150,0	150,1	150	8,040	2382	1340,8
P05, JP05	149,8	150,0	150,5	150	150	22500	149,7	149,8	149,7	149,6	150	7,940	2353	1222,1
	149,6	149,6	149,9	150	150	22500	149,7	149,7	149,8	149,7	150	7,920	2347	1259,2
	150,2	150,3	150,2	150	151	22650	149,8	149,8	149,9	149,8	150	7,985	2350	1264,7
P02, JP02	150,9	151,0	151,5	150	151	22650	150,0	149,9	150,0	150,0	150	8,005	2356	1225,9
	150,6	150,6	150,7	150	151	22650	150,0	150,0	150,1	150,1	150	8,060	2372	1249,0
	150,9	150,7	150,4	150	151	22650	149,9	150,0	150,0	150,0	150	8,010	2358	1229,1
P06, JP06	150,7	150,6	150,5	150	151	22650	150,0	150,0	150,0	150,4	150	8,080	2378	1288,1
	150,3	150,6	150,9	150	150	22500	150,0	149,9	150,0	149,9	150	8,005	2372	1276,6
	150,1	150,5	150,9	150	150	22500	149,9	149,9	150,0	149,9	150	7,990	2367	1279,9
P03, JP03	150,1	150,3	150,6	150	150	22500	149,8	149,8	150,0	149,9	150	7,985	2366	1273,4
	150,5	150,6	150,6	150	150	22500	150,1	149,8	150,1	150,6	150	7,995	2369	1275,4
	149,8	149,7	149,6	150	150	22500	149,8	149,7	149,7	149,7	150	7,975	2363	1277,6
P07, JP07	149,8	149,8	150,0	150	150	22500	149,9	149,8	150,0	150,4	150	7,960	2359	1276,3
	150,2	150,3	150,3	150	151	22650	149,9	149,9	150,0	150,7	150	8,070	2375	1273,0
	150,9	151,2	151,5	150	151	22650	149,9	149,9	150,1	150,3	150	8,010	2358	1272,1
P04, JP04	148,9	149,1	149,3	150	149	22350	149,9	149,7	149,7	149,7	150	7,910	2359	1268,6
	150,1	150,2	150,2	150	150	22500	149,9	150,0	150,0	150,1	150	8,005	2372	1277,9
	150,2	150,2	150,2	150	150	22500	150,0	150,2	150,1	149,8	150	8,030	2379	1273,7
P08, JP08	151,0	150,9	150,6	150	151	22650	150,0	149,9	150,1	150,5	150	8,050	2369	1261,9
	150,5	150,4	150,2	150	150	22500	149,9	149,9	150,0	149,9	150	8,025	2378	1254,0
	149,7	149,7	149,9	150	150	22500	149,9	150,0	150,1	150,1	150	7,995	2369	1261,4

x_m on mitta x keskimäärin [mm]

y_m on mitta y keskimäärin [mm]

A_c on kuormituspinta-ala [mm²] (SFS-EN 12390-3, liite B)

h_m on korkeus keskimäärin [mm]

BETONIN PURISTUSLUJUUS KOETULOSTEN PERUSTEELLA

$f_{c,cube}$ on koekappaleen puristuskokeen mukainen kuutiolujuus

$f_{c,cyl}$ on koekappaleen kuutiolujuutta vastaava lieriölujuus (SFS-EN 1992-1-1)

f_{cm} on koekappaleille määritettyjen lieriölujuuksien keskiarvo

Pilarit	Näytteen tunnus	kuorma [kN]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	
P01, JP01	2018/166-14	1338,1	59,5	49,5	
	2018/166-12	1281,7	57,0	47,0	
	2018/166-18	1340,8	59,6	49,6	→ $f_{cm} = 48,7 \text{ MPa}$
P05, JP05	2018/167-6	1222,1	54,3	44,3	
	2018/167-4	1259,2	56,0	46,0	
	2018/167-10	1264,7	55,8	45,8	→ $f_{cm} = 45,4 \text{ MPa}$
P02, JP02	2018/168-2	1225,9	54,1	44,1	
	2018/168-16	1249,0	55,1	45,1	
	2018/168-14	1229,1	54,3	44,3	→ $f_{cm} = 44,5 \text{ MPa}$
P06, JP06	2018/169-16	1288,1	56,9	46,9	
	2018/169-12	1276,6	56,7	46,7	
	2018/169-14	1279,9	56,9	46,9	→ $f_{cm} = 46,8 \text{ MPa}$
P03, JP03	2018/170-10	1273,4	56,6	46,6	
	2018/170-2	1275,4	56,7	46,7	
	2018/170-6	1277,6	56,8	46,8	→ $f_{cm} = 46,7 \text{ MPa}$
P07, JP07	2018/171-4	1276,3	56,7	46,7	
	2018/171-2	1273,0	56,2	46,2	
	2018/171-10	1272,1	56,2	46,2	→ $f_{cm} = 46,4 \text{ MPa}$
P04, JP04	2018/172-6	1268,6	56,8	46,8	
	2018/172-14	1277,9	56,8	46,8	
	2018/172-18	1273,7	56,6	46,6	→ $f_{cm} = 46,7 \text{ MPa}$
P08, JP08	2018/174-2	1261,9	55,7	45,7	
	2018/174-10	1254,0	55,7	45,7	
	2018/174-18	1261,4	56,1	46,1	→ $f_{cm} = 45,8 \text{ MPa}$

Pilarien betonin puristuslujuus nurjahduskokeessa

Betonin puristuslujuus poranäytteistä
TESTAUSSELOSTE

21.5.2019

Esijännitetyn pilarin nurjahduskoe

Betonin puristuslujuustulokset poranäytteistä kuormituskokeessa.

Testattuja koekappaleita on yhteensä vähintään 3 kappaletta jokaisesta valuerästä. Valueriä on yhteensä 8.

Koekappaleet ovat porakappaleita, joiden tavoitehalkaisija on $d=100$ mm. Koekappaleet on porattu pilarivalujen yhteydessä valetusta 1000x280x280 raudoitamattomasta betonikappaleesta, joita on säilytetty testausketkeen asti pilarien kanssa samoissa olosuhteissa. Koekappaleiden poraus on tehty poikkisuunnassa betonikappaleen valusuuntaan nähden.

Porauksen jälkeen koekappaleet on sahattu määrittämään ja päät tasattu hiomalla. Koekappaleiden pituuden ja halkaisijan suhteen L/D tavoitearvo on 1,0 tai 2,0.

Koekappaleet on mitattu SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan.

Koekappaleiden keskimääräinen kuormituspinta-ala A_c on määritetty SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan.

Koekappaleiden paino on määritetty punnitsemalla koekappale ennen testausta vähintään 1 vuorokausi huoneilmassa kuivattuna.

Koekappaleiden tiheys on määritetty mitatun painon, keskimääräisen kuormituspinta-alan ja keskimääräisen korkeuden mukaan.

Kuormitusnopeus: ~0,6 MPa/s.

Pilarit	L/D	Näytteen tunnus	Valupäivä	Testaupäivä	Betonin ikä	Yläpinta [mm]			Alapinta [mm]			d_m	A_c
						$d_{y,1}$	$d_{y,2}$	$d_{y,3}$	$d_{a,1}$	$d_{a,2}$	$d_{a,3}$		
P01, JP01	2	P01-2a	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	99,2	99,2	99,1	99,1	99,2	99,1	99	7698
	2	P01-2b	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	99,2	99,2	99,2	99,2	99,1	99,1	99	7698
	2	P01-2c	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	98,7	98,9	98,8	99,1	99,1	99,1	99	7698
	2	P01-2d	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	99,2	99,1	99,1	99,1	99,1	99,1	99	7698
	2	P01-2e	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	99,2	99,1	99,1	99,2	99,1	99,1	99	7698
	2	P01-2f	10.12.2018	28.1.2019	49 vrk	99,1	99,1	99,1	99,1	99,2	99,1	99	7698
P02, JP02	2	P02-2a	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,3	99,1	99,2	99,1	99,2	99,2	99	7698
	2	P02-2b	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,1	99,2	99,1	99,2	99,1	99,1	99	7698
	2	P02-2c	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,1	99,1	99,1	99,2	99,1	99,2	99	7698
P03, JP03	2	P03-2a	12.12.2018	6.2.2019	56 vrk	99,2	99,2	99,2	99,2	99,1	99,2	99	7698
	2	P03-2b	12.12.2018	6.2.2019	56 vrk	99,1	99,2	99,1	99,2	99,2	99,2	99	7698
	2	P03-2c	12.12.2018	6.2.2019	56 vrk	99,1	99,1	99,2	99,2	99,1	99,2	99	7698
P04, JP04	2	P04-2a	13.12.2018	13.2.2019	62 vrk	99,1	99,1	99,0	99,1	99,0	99,0	99	7698
	2	P04-2b	13.12.2018	13.2.2019	62 vrk	99,1	99,1	99,1	99,1	99,0	98,9	99	7698
	2	P04-2c	13.12.2018	13.2.2019	62 vrk	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99	7698
P05, JP05	2	P05-2a	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,1	99,1	99,1	99,1	99,1	99,1	99	7698
	2	P05-2b	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	98,8	98,9	99,1	99,1	99,1	99,0	99	7698
	2	P05-2c	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,1	99,0	99,0	99,1	99,1	99,1	99	7698
	2	P05-2d	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,2	99,1	99,0	99,1	99,0	99,1	99	7698
	2	P05-2e	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,0	98,9	99,1	99,1	99,0	99,1	99	7698
	2	P05-2f	11.12.2018	31.1.2019	51 vrk	99,2	99,1	99,2	99,2	99,1	98,9	99	7698
P06, JP06	2	P06-2a	12.12.2018	1.2.2019	51 vrk	99,1	99,2	99,1	99,1	99,1	99,1	99	7698
	2	P06-2b	12.12.2018	1.2.2019	51 vrk	99,2	99,3	99,3	99,2	99,3	99,1	99	7698
	2	P06-2c	12.12.2018	1.2.2019	51 vrk	99,3	99,3	99,4	99,3	99,3	99,3	99	7698
P07, JP07	2	P07-2a	13.12.2018	6.2.2019	55 vrk	99,1	99,2	99,2	99,2	99,2	99,2	99	7698
	2	P07-2b	13.12.2018	6.2.2019	55 vrk	99,2	99,1	99,1	99,1	99,2	99,2	99	7698
	2	P07-2c	13.12.2018	6.2.2019	55 vrk	99,2	99,1	99,2	99,2	99,1	99,2	99	7698
P08, JP08	2	P08-2a	14.12.2018	7.2.2019	55 vrk	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99	7698
	2	P08-2b	14.12.2018	7.2.2019	55 vrk	99,1	99,0	99,0	99,1	99,0	99,0	99	7698
	2	P08-2c	14.12.2018	7.2.2019	55 vrk	99,0	98,9	99,0	99,0	99,1	99,0	99	7698

Pilarit	Mitattu korkeus [mm]			L_m	L_m/d_m	Paino [kg]	Tiheys [kg/m ³]	kuor [kN]	$f_{c,cyl,2}$ [MPa]	
	L_1	L_2	L_3							
P01, JP01	198,1	198,2	198,0	198	2,0	3,645	2391	399,2	51,9	
	200,3	200,8	200,3	200	2,0	3,705	2406	444,5	57,7	
	196,4	196,7	196,4	197	2,0	3,606	2378	414,4	53,8	
	199,2	199,4	199,2	199	2,0	3,671	2396	434,2	56,4	
	200,8	200,8	200,6	201	2,0	3,708	2396	437,2	56,8	
	199,8	199,7	199,6	200	2,0	3,679	2390	442,4	57,5	→ $f_{cm} = 56,9 \text{ MPa}$
P02, JP02	200,4	200,5	200,4	200	2,0	3,685	2393	392,4	51,0	
	198,8	199,0	199,2	199	2,0	3,644	2379	393,5	51,1	
	199,1	199,1	199,2	199	2,0	3,662	2390	432,3	56,2	→ $f_{cm} = 52,7 \text{ MPa}$
P03, JP03	198,3	198,3	198,5	198	2,0	3,675	2411	458,5	59,6	
	197,9	198,0	197,9	198	2,0	3,660	2401	425,9	55,3	
	200,0	199,9	200,0	200	2,0	3,709	2409	450,8	58,6	→ $f_{cm} = 57,8 \text{ MPa}$
P04, JP04	198,4	198,5	198,1	198	2,0	3,655	2398	457,5	59,4	
	199,0	198,9	199,0	199	2,0	3,663	2391	433,8	56,4	
	198,6	198,7	199,0	199	2,0	3,626	2367	454,7	59,1	→ $f_{cm} = 58,3 \text{ MPa}$
P05, JP05	198,2	198,1	198,1	198	2,0	3,621	2376	413,2	53,7	
	196,7	197,3	196,4	197	2,0	3,624	2390	417,1	54,2	
	200,8	200,9	201,0	201	2,0	3,680	2378	414,3	53,8	
	198,7	198,7	198,8	199	2,0	3,644	2379	406,7	52,8	
	196,0	196,7	196,9	197	2,0	3,619	2386	415,5	54,0	
	199,7	199,5	199,4	200	2,0	3,649	2370	407,8	53,0	→ $f_{cm} = 53,3 \text{ MPa}$
P06, JP06	198,3	198,2	198,8	198	2,0	3,637	2386	418,0	54,3	
	198,9	198,8	198,5	199	2,0	3,644	2379	392,2	50,9	
	196,4	196,7	196,5	197	2,0	3,616	2384	404,5	52,5	→ $f_{cm} = 52,6 \text{ MPa}$
P07, JP07	197,5	197,6	197,5	198	2,0	3,609	2368	435,3	56,5	
	198,4	198,4	198,2	198	2,0	3,628	2380	427,7	55,6	
	198,5	197,9	198,2	198	2,0	3,632	2383	415,1	53,9	→ $f_{cm} = 55,3 \text{ MPa}$
P08, JP08	198,1	198,3	198,1	198	2,0	3,625	2378	441,3	57,3	
	197,5	197,2	196,9	197	2,0	3,610	2380	414,9	53,9	
	199,9	199,8	200,0	200	2,0	3,656	2375	433,7	56,3	→ $f_{cm} = 55,9 \text{ MPa}$

d_m on kappaleen halkaisija keskimäärin [mm]

A_c on kuormituspinta-ala [mm²] (SFS-EN 12390-3, liite B)

L_m on kappaleen korkeus keskimäärin [mm]

$f_{c,cyl,2}$ on rakennekoekappaleen ($L/D=2,0$) puristuskokeen mukainen lieriölujuus

f_{cm} on koekappaleille määritettyjen lieriölujuuksien keskiarvo

Pilarien betonin kimmomoduuli nurjahduskokeessa

Betonin kimmomoduuli poranäytteistä
TESTAUSSELOSTE 28.5.2019

Esijännitetyn pilarin nurjahduskoe

Betonin kimmomoduulitulkokset poranäytteistä kuormituskokeessa.

Testattuja koekappaleita on yhteensä kolme kappaletta kolmesta valuerästä. Testatut valuerät ovat pilarivalut 06, 07 ja 04. Koekappaleet ovat porakappaleita, joiden tavoitehalkaisija on d=100 mm. Koekappaleet on porattu pilarivalujen yhteydessä valetusta 1000x280x280 raudoitamattomasta betonikappaleesta, jolta on säilytetty testaushetkeen asti pilarien kanssa samoissa olosuhteissa. Koekappaleiden poraus on tehty poikkisuunnassa betonikappaleen valusuuntaan nähden. Porauksen jälkeen koekappaleet on sahattu määramittaan ja päät tasattu hiomalla. Koekappaleiden pituuden ja halkaisijan suhteen L/D tavoitearvo on 2,0. Koekappaleet on mitattu SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan. Koekappaleiden keskimääräinen kuormituspinta-ala A_c on määritetty SFS-EN 12390-3 liitteen B mukaan. Koekappaleiden paino on määritetty punnitsemalla koekappale ennen testausta vähintään 1 vuorokausi huoneilmassa kuivattuna. Koekappaleiden tiheys on määritetty mitatun painon, keskimääräisen kuormituspinta-alan ja keskimääräisen korkeuden mukaan. Kimmokerroin on testattu SFS-EN 12390-13 menetelmän A mukaan. Testissä koekappaleen venymää on mitattu 70 mm pitkillä venymäliuskoilla kolmesta kohdasta kappaleen pinnalta. Mittauskohdat ovat 60-asteen päässä toisistaan ja korkeussuunnassa kappaleen keskellä.

Lujuuden määrittäminen koekappaleista

Pilarit	L/D	Näytteen tunnus	Valupäivä	Testauspäivä	Betonin ikä	Yläpinta [mm]			Alapinta [mm]			d_m	A_c	Mittattu korkeus [mm]			L_m	L/D	Paino [kg]	Tiheys [kg/m^3]	Murtokuorma [kN]
						$d_{y,1}$	$d_{y,2}$	$d_{y,3}$	$d_{a,1}$	$d_{a,2}$	$d_{a,3}$			L_1	L_2	L_3					
P06, JP06	2	P06 A	12.12.2018	19.3.2019	97 vrk	99,1	99,1	99,2	99,1	99,1	99,1	99	7698	203,8	203,6	203,9	204	2,1	3,731	2376	435,4
	2	P06 B	12.12.2018	19.3.2019	97 vrk	99,1	99,1	99,1	99,1	99,1	99,0	99	7698	207,4	207,3	207,0	207	2,1	3,779	2372	418,7
	2	P06 C	12.12.2018	19.3.2019	97 vrk	99,2	99,1	99,0	99,2	99,1	99,2	99	7698	198,2	197,8	198,1	198	2,0	3,605	2365	421,6
P07, JP07	2	P07 A	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,1	99,1	99,1	99,0	99,2	99,1	99	7698	206,2	205,9	206,4	206	2,1	3,755	2368	397,3
	2	P07 B	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,1	99,1	99,1	99,2	99,1	99,2	99	7698	203,0	203,4	203,0	203	2,1	3,701	2368	446,0
	2	P07 C	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,0	99,1	99,1	99,1	99,2	99,1	99	7698	205,4	205,4	205,9	206	2,1	3,763	2373	464,7
P04, JP04	2	P04 A	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,1	99,2	99,0	99,1	99,3	99,2	99	7698	204,0	204,4	203,8	204	2,1	3,748	2387	468,2
	2	P04 B	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,2	99,1	99,0	99,2	99,2	99,2	99	7698	207,2	206,6	206,8	207	2,1	3,795	2382	452,6
	2	P04 C	13.12.2018	19.3.2019	96 vrk	99,1	99,2	99,2	99,1	99,1	99,1	99	7698	204,1	204,1	203,5	204	2,1	3,768	2399	478,9

d_m on kappaleen halkaisija keskimäärin [mm]

A_c on kuormituspinta-ala [mm^2] (SFS-EN 12390-3, liite B)

L_m on kappaleen korkeus keskimäärin [mm]

BETONIN KIMMOMODUULI KOETULOSTEN PERUSTEELLA


σ_p^m on mitattu alkujännitys $F_p = 17,8 \text{ kN}$ (testissä käytetty kuorma)
 σ_b^m on mitattu pienempi testausjännitys menetelmässä A $F_b = 53,8 \text{ kN}$ (testissä käytetty kuorma)
 σ_a^m on mitattu suurempi testausjännitys menetelmässä A $F_a = 143,4 \text{ kN}$ (testissä käytetty kuorma)
Kuormitusnopeus: $4,7 \text{ kN/s}$

f_c on rakennekoekappaleen arvioitu lujuus aiempien lujuuskokeiden perusteella.
 $f_{ct,est}$ on rakennekoekappaleen lieriölujuus kimmomoduulikokeen lopussa saavutetun murtokuorman perusteella.
1. tarkistus: liuskojen venymät alkukuormituksen toisen ja kolmannen syklin huipulla [σ_b] ei saa poiketa toisistaan yli 10 %
2. tarkistus: liuskojen venymä alkukuormituksen kolmannen syklin huipulla ei saa poiketa venymien keskiarvosta yli 20 %
 $E_{c,0}$ on kimmokertoimen alkuarvo
 $E_{c,s}$ on kimmokertoimen tasapainoitettu arvo

Pilarit	Näyte	A _c [mm ²]	f _c [MPa]	f _{ctest} [MPa]	erotus [%]	σ _p ^m [MPa]	σ _b ^m [MPa]	σ _a ^m [MPa]	1. tarkistus		1. tarkistus		2. tarkistus [%]					
									ε _{p2} (0)	ε _{p3} (0)	ε _{p2} (1)	ε _{p3} (1)	ε _{p3} (0)	ε _{p3} (1)	ε _{p3} (2)	ε _{p3} (2)		
P06, JP06	P06 A	7698		56,6	3	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,9	1,1	1E-04	1,4	13,6	8,5	5,0	
	P06 B	7698	54,75	54,4	1	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,5	0,9	2E-04	2E-04	1,2	14,0	5,7	8,2
	P06 C	7698		54,8	0	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	1,1	1,7	2E-04	2E-04	1,2	5,6	2,6	3,0
P07, JP07	P07 A	7698		51,6	6	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,6	1,6	1E-04	2E-04	1,3	19,7	20,8	1,1
	P07 B	7698	54,75	57,9	6	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,7	0,9	2E-04	2E-04	1,4	6,7	0,5	7,2
	P07 C	7698		60,4	10	2,3	7,0	18,6	1E-04	2E-04	7,6	7,8	1E-04	2E-04	7,9	0,2	2,6	2,5
P04, JP04	P04 A	7698		60,8	11	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,9	1,6	2E-04	2E-04	1,2	14,1	0,3	13,8
	P04 B	7698	54,75	58,8	7	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	0,8	1,4	1E-04	1E-04	1,1	20,7	15,2	5,6
	P04 C	7698		62,2	14	2,3	7,0	18,6	1E-04	1E-04	1,8	1,5	1E-04	2E-04	1,0	9,9	2,8	7,1

Pilarit	Näyte	$\epsilon_{b,0}(0)$	$\epsilon_{b,0}(1)$	$\epsilon_{b,0}(2)$	$\epsilon_{b,0}$	$\epsilon_{a,1}(0)$	$\epsilon_{a,1}(1)$	$\epsilon_{a,1}(2)$	$\epsilon_{a,1}$	$\epsilon_{b,2}(0)$	$\epsilon_{b,2}(1)$	$\epsilon_{b,2}(2)$	$\epsilon_{b,2}$	$\epsilon_{a,3}(0)$	$\epsilon_{a,3}(1)$	$\epsilon_{a,3}(2)$	$\epsilon_{a,3}$	$E_{c,0}$ [GPa]	$E_{c,s}$ [GPa]	f_{cm} 55,2 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 36,7 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 33,2 GPa
P06, JP06	P06 A	0,00012	0,0001543	0,0001498	0,0001427	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	3E-04	0,00024	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	27,90	34,17	f_{cm} 55,2 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 36,7 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 33,2 GPa
	P06 B	0,00013	0,0001555	0,0001591	0,0001469	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	3E-04	0,00025	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	27,00	33,42	f_{cm} 55,2 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 36,7 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 33,2 GPa
	P06 C	0,00015	0,0001581	0,0001592	0,0001545	6E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	3E-04	0,00026	6E-04	6E-04	6E-04	6E-04	25,80	31,87	f_{cm} 55,2 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 36,7 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 33,2 GPa
P07, JP07	P07 A	0,00012	0,000186	0,0001515	0,0001534	5E-04	7E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	3E-04	0,00027	6E-04	7E-04	6E-04	6E-04	25,24	31,60	f_{cm} 56,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,0 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 31,2 GPa
	P07 B	0,00013	0,0001431	0,0001539	0,0001439	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	2E-04	0,00023	6E-04	6E-04	6E-04	6E-04	27,62	33,18	f_{cm} 56,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,0 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 31,2 GPa
	P07 C	0,00016	0,0001623	0,000153	0,0001575	6E-04	6E-04	6E-04	6E-04	3E-04	3E-04	2E-04	0,00025	7E-04	7E-04	6E-04	7E-04	25,86	28,83	f_{cm} 56,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,0 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 31,2 GPa
P04, JP04	P04 A	0,00012	0,0001417	0,0001606	0,0001413	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	2E-04	0,00023	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	28,24	34,11	f_{cm} 60,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,8 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 34,0 GPa
	P04 B	0,00011	0,0001655	0,0001509	0,0001433	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	2E-04	0,00023	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	28,02	33,87	f_{cm} 60,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,8 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 34,0 GPa
	P04 C	0,00013	0,0001462	0,0001518	0,0001423	5E-04	6E-04	6E-04	6E-04	2E-04	3E-04	2E-04	0,00023	6E-04	6E-04	6E-04	6E-04	27,91	34,00	f_{cm} 60,6 Mpa $E_{cm,1992-1-1}$ 37,8 Gpa $\rightarrow E_{cm}$ 34,0 GPa

Pilarien jännepunosten ainestodistus

		THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO., LTD. 160 Moo 11 Nonglaoik, A Bangkok Rayong 21120		15750 มหาวชิราลงกรณพลาซ่า ซอย 7 เลขที่ 11 ถนนสายงาม ร.พ. 1 ต.บึง 21120	
Product : /		ØK(g/m)		PL (%)	
PC Strand Export		729.20		S344-213	
Rm Batch	Cöil No	DIA(mm)	YIO.1% (K/L)	MOE(KR/mm²)	AR (mm2)
R5H313000	S5314IK409	12.50	168.00	200.00	93.37

8:5 427 861 426 5047 221155

Eri keloilta (7) ja (8)
otetut punokset

A 2x2 grid of circles containing the numbers 8, 7, 7, and 8.

Katsomissuunta kuormituskokeen
tunkin suunnassa.



บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO.,LTD.

(A Tata Steel Global Wires Business)
160 Moo 11, T. Nonglalo, A. Bankhai, Rayong, Thailand 21120
Tel: (66-3) 889-2333 Fax: (66-3) 889-2071

MILL'S INSPECTION CERTIFICATE

CERT NO : 30026762/000010		DATE OF ISSUE : 21/3/2015		Page 1 / 1							
CUSTOMER : PIELISENBETONIOY			REF : ME4C380203								
PRODUCT : DN 12.5 SUP-P : 1640/1650/1860 (Y1860S7-12.5-1)											
STANDARD/GRADE : Y1860S7 - 12.5 - I - R1			SIZE : 12.50 mm.								
RELAXATION : LOW RELAXATION			LAY : Left Hand Lay								
PITCH : 14 - 18 times											
Coil Number	RM Batch Number	Quantity (kg)	Diameter (mm)	Area (mm ²)	Unit Weight (g/m)	Maximum Force (kN)	0.1% Proof Force (kN)	0.2% Proof Force (kN)	E-Modulus (kN/mm ²)	Agt (%)	
SPECIFICATION		(Min.) (Max.)	- -	- -	711.8 740.8	173 199	152 -	154 -	190 200	3.5 -	
8	✓ S53141K409	R5311313000	3,897	12.5	93.4	729.0	183	168	173	200	6.3
	S53141K410	R5311313000	3,964	12.5	93.4	729.0	180	170	173	198	5.8
	S53142K401	R5311315000	3,982	12.5	93.3	728.0	181	172	174	198	5.8
	S53142K403	R5311315000	3,888	12.5	93.2	728.0	183	169	173	199	6.0
	S53142K404	R5311315000	3,921	12.5	93.3	729.0	183	170	173	196	6.0
	S53142K405	R5311315000	3,916	12.5	93.3	729.0	183	169	172	200	6.0
Grand Total 7 Coil(s)						Net Weight : 27,534 kg(s)					

REMARK : NO MARKING

APPROVED BY :

MR. CHALERMCHAI CHENGKANG
AUTHORIZED SIGNATURE





บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO., LTD.
 A Tata Steel Global Wires Business
 160 Moo 11, T. Nonglaloek, A. Bankhai, Rayong, Thailand 21120
 Tel: (66-3) 889-2333 Fax: (66-3) 889-2071

MILL'S INSPECTION CERTIFICATE		
CERT NO: 30026762/000010	DATE OF ISSUE: 17 March 2015	Page: 1 of 1
CUSTOMER: PIELISEN BETON OY		
REFERENCE NO: ME4C380203		
PRODUCT : DN 12,5 SUP-P : 1640/1650/1860 (Y1860S7-12.5-I)		
SIZE: 12.50 mm	STANDARD/GRADE: prEN 10138-3:2009/1860	

CHEMICAL COMPOSITION (BY WEIGHT)					
RM Batch No	Test Results				
	C	Mn	Si	P	S
R53H238000	0.76	0.64	0.19	0.012	0.004
R53H313000	0.78	0.63	0.20	0.015	0.006
R53H315000	0.77	0.63	0.21	0.013	0.005

REMARK: NO MARKING

APPROVED BY:



MR. CHALERMCHAI CHIENGKANG AUTHORIZED

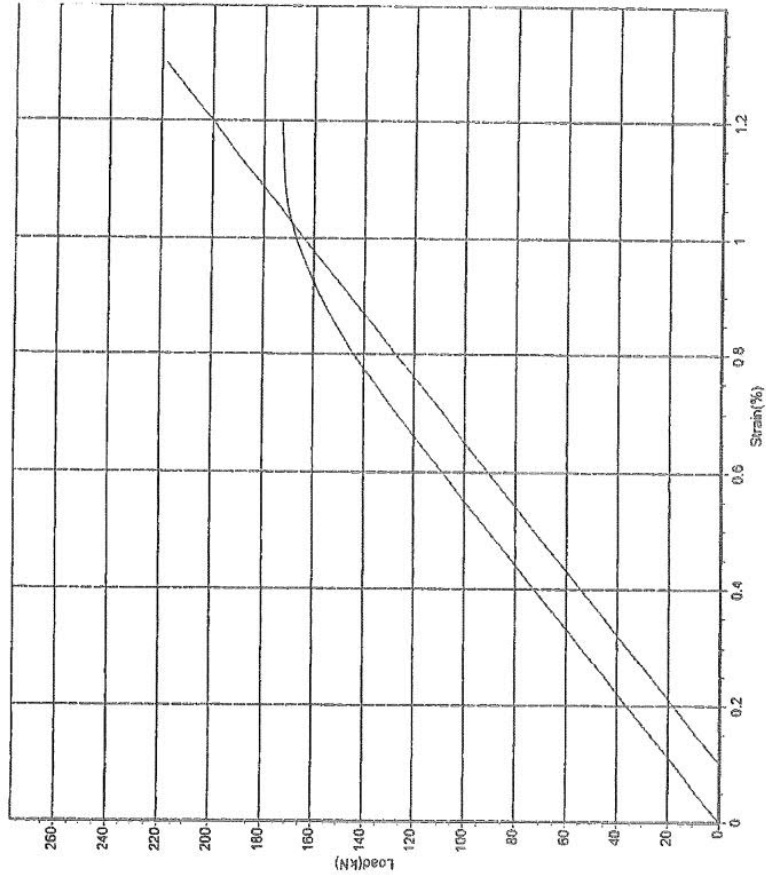


บริษัท สยามเวิลด์ทวิสต์สายเคเบิล จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO., LTD.
160 Moo 11 T.Nonglajok A.Bangkok Rayong 21120
Thailand

Load-strain Curve of PC STRAND

Conforming To. prEN 10138-2009
Grade 1860 Size 12.50 mm.
Grade of extensometer : -
Coil No. S53141K409
Yield Load at 0.1% : 168.00 kN
Modulus of Elasticity : 200.00 kN/mm²
Date (DD/MM/YY) 14/3/2015

Remarks



mm

This report may not be reproduced except in full unless permission for the reproduction has been obtained in writing from the laboratory
H68(3-07-54)

Checked by



บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO.,LTD.

(A Tata Steel Global Wires Business)

160 Moo 11, T. Nonglathok, A. Bunkhai, Rayong, Thailand 21120
Tel: (66-3) 889-2333 Fax: (66-3) 889-2071

MILL'S INSPECTION CERTIFICATE

CERT NO : 30026330/ 000010		DATE OF ISSUE : 22/1/2015		หน้า 1 / 1							
CUSTOMER : PIELISENBETONIOY			REF : MF4C380103								
PRODUCT : DN 12,5 SUP-P : 1640/1650/1860 (Y1860S7-12.5-I)											
STANDARD/GRADE : Y1860S7 - 12.5 - I - R1			SIZE : 12.50 mm.								
RELAXATION : LOW RELAXATION			LAY : Left Hand Lay								
PITCH : 14 - 18 times											
Coil Number	RM Batch Number	Quantity (kg)	Diameter (mm)	Area (mm ²)	Unit Weight (g/m)	Maximum Force (kN)	0.1% Proof Force (kN)	0.2% Proof Force (kN)	E-Modulus (kN/mm ²)	Agt (%)	
SPECIFICATION		(Mm) (Max)	-	-	711.8 740.8	173 199	152 -	154 -	190 200	3.5 -	
S51163K407	R4CH242000	3,993	12.4	93.4	730.0	183	170	173	199	5.9	
S51171K401	R4BH105000	3,772	12.4	93.0	727.0	181	174	176	197	5.8	
S51171K402	R4BH105000	3,770	12.4	92.9	726.0	182	171	172	196	6.0	
S51171K403	R4BH105000	3,766	12.4	92.7	724.0	182	170	171	196	6.0	
S51171K407	R4BH105000	3,872	12.4	93.1	727.0	182	172	173	197	6.0	
S51172K404	R4AH1071000	3,764	12.4	92.7	724.0	183	169	172	194	5.8	
7	S51172K405	R4AH1071000	3,768	12.4	92.7	724.0	181	171	173	198	5.8
Grand Total		7 Coil(s)	Net Weight : 26,705 kg(s)								

REMARK : NO MARKING



APPROVED BY :

MR. CHALERMCHAI CHIENGKWANG
AUTHORIZED SIGNATURE



บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO., LTD.
 A Tata Steel Global Wires Business
 160 Moo 11, T. Nonglaloek, A. Bankhai, Rayong, Thailand 21120
 Tel: (66-3)889-2333 Fax: (66-3)889-2071

MILL'S INSPECTION CERTIFICATE

CERT NO: 30026330/000010	DATE OF ISSUE: 20 January 2015	Page: 1 of 1
CUSTOMER: PIELSEN BETONIOY		
REFERENCE NO: ME4C380103		
PRODUCT : DN 12,5 SUP-P : 1640/1650/1860 (Y1860S7-12.5-I)		
SIZE: 12.50 mm	STANDARD/GRADE: prEN 10138-3:2009/1860	

CHEMICAL COMPOSITION (BY WEIGHT)

RM Batch No	Test Results				
	C	Mn	Si	P	S
R4AH071000	0.77	0.63	0.17	0.013	0.002
R4BH105000	0.78	0.64	0.19	0.008	0.005
R4CH242000	0.78	0.63	0.20	0.014	0.005

REMARK: NO MARKING	APPROVED BY:
	MR. CHALERMCHAI CHIENGKWANG / AUTHORIZED



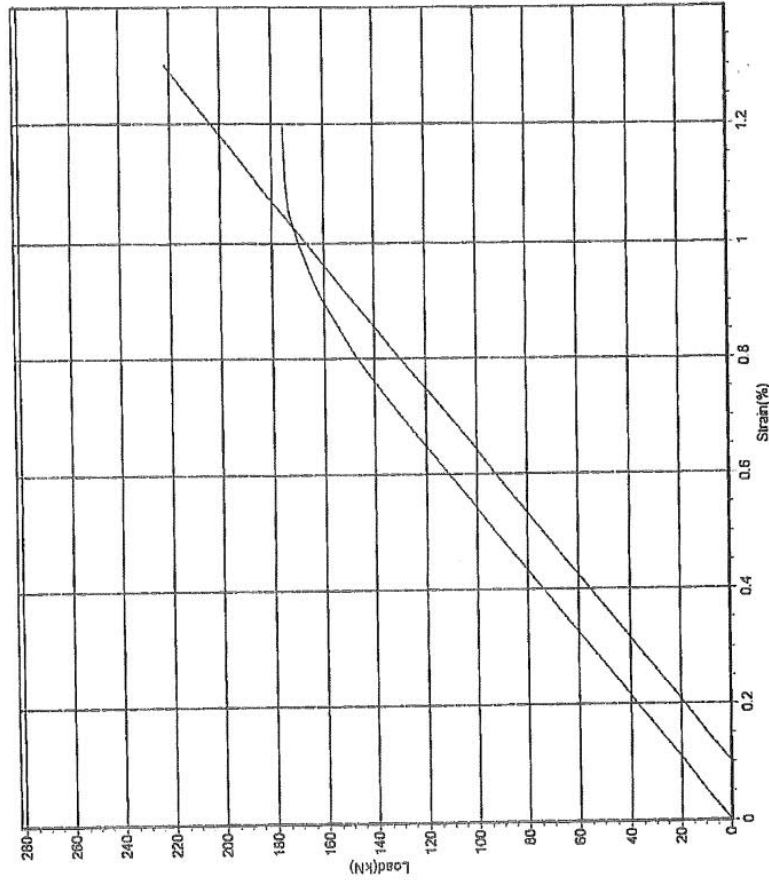
บริษัท สยามลวดเหล็กอุตสาหกรรม จำกัด
THE SIAM INDUSTRIAL WIRE CO., LTD.
160 Moo 11 T.Nonglailok A.Bangkok Rayong 21120
Thailand



Load-strain Curve of PC STAND

Conforming To. prEN 10138-2009
Grade 1860 Size 12.50 mm.
Grade of extensometer: -
Coil No. S51172K405
Yield Load at 0.1% : 171.00 kN
Modulus of Elasticity : 198.00 kN/mm²
Date (DD/MM/YY) 18/1/2015

Remarks



Handwritten signature

Checked by

This report may not be reproduced except in full unless permission for the reproduction has been obtained in writing from the laboratory.

H65(3-07-54)

R10001A

JP05 jatkettu esijännitetty pilari									31.01.2019 klo 8.00		
betonin ikä: 51 vrk											
Kuormitustapa 1											
1	2	3	4	5	6	7	8	N_u			
70 kN	140 kN	210 kN	280 kN	350 kN	420 kN	490 kN	560 kN	617 kN			
Kuormitusnopeus: 23,2 kN/min											
Portaat: 3 min											
Huomioita:											
JP06 jatkettu teräsbetonipilari									01.02.2019 klo 10.00		
betonin ikä: 51 vrk											
Kuormitustapa 1											
1	2	3	4	5	6	7	8	N_u			
70 kN	140 kN	210 kN	280 kN	350 kN	420 kN	490 kN	560 kN	616 kN			
Kuormitusnopeus: 23,2 kN/min											
Portaat: 3 min											
Huomioita:											
JP06 jatkettu esijännitetty pilari									01.02.2019 klo 15.00		
betonin ikä: 51 vrk											
Kuormitustapa 1											
1	2	3	4	5	6	7	8	N_u			
70 kN	140 kN	210 kN	280 kN	350 kN	420 kN	490 kN	560 kN	608 kN			
Kuormitusnopeus: 23,2 kN/min											
Portaat: 3 min											
Huomioita:											

[illegible]

P04		yksimittainen teräsbetonipilari				13.02.2019 klo 9.30			
betonin ikä:		62 vrk							
Kuormitustapa 2									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	N_u
50 kN	100 kN	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN	490 kN
				+3,9 kN vaakakuorma					
Kuormitusnopeus:		16,7	kN/min						
Portaat:		3	min						
Huomioita:									
Pilari osui varmistuspukkeihin melkein heti nurjahduksen jälkeen. Ennen kontaktia mittaustuloksissa näkyy pieni kuorman aleneminen ennen reipasta nousua. Kuorma ennen alenemista on tulkittu nurjahduskuormaksi N_u .									

JP04 yksimittainen esijännitetty pilari					13.02.2019 klo 13.00				
betonin ikä: 62 vrk									
Kuormitustapa 2									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	N _u
50 kN	100 kN	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN	528 kN
					+3,9 kN vaakakuorma				
Kuormitusnopeus: 16,7 kN/min									
Portaat: 3 min									
Huomioita:									

P07 jatkettu teräsbetonipilari										06.02.2019 klo 14.30	
betonin ikä: 55 vrk											
Kuormitustapa 2											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	N_u		
50 kN	100 kN	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN	494 kN		
+3,9 kN vaakakuorma											
Kuormitusnopeus:		16,7	kN/min								
Portaat:		3	min								
Huomioita:											

JP07 jatkettu esijännitetty pilari 07.02.2019 klo 10.30

betonin ikä: 56 vrk

Kuormitustapa 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	N _u
50 kN	100 kN	150 kN	200 kN	250 kN	300 kN	350 kN	400 kN	450 kN	500 kN

+3,9 kN vaakakuorma

Kuormitusnopeus: 16,7 kN/min
Portaat: 3 min

Huomioita:

Ulkoisen normaalivoiman ohjaus sakkasi 450 kN portaan lopussa, kuorma kävi hetkeksi 515 kN:ssa, josta se ajettiin takaisin 450 kN portaalle. Kuormitusohjelmaa jatkettaessa pilari ei ottanut enää 500 kN enempää kuormaa vastaan. Nurjhduskuormaksi tulkittiin 500 kN.

[illegible]

Pilarien mitatut dimensiot

b1=leveys, yläpinta [mm]

b2=leveys, alapinta [mm]

h1=leveys, muottipinta [mm]

h2=leveys, valupinta [mm]

L1=pituus, muottipinta [mm]

L2=pituus, valupinta [mm]

Pilari JP01

Pituus:	L1:	9996	L2:	9994				
tunkkipää:	b:	280			h:	282		
[1]:	b1:	281	b2:	281	h1:	283	h2:	283
[2]:	b1:	285	b2:	287	h1:	284	h2:	285
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	286	b2:	286	h1:	286	h2:	285
[5]:	b1:	286	b2:	286	h1:	285	h2:	284
[6]:	b1:	285	b2:	285	h1:	285	h2:	285
[7]:	b1:	284	b2:	287	h1:	284	h2:	284
[8]:	b1:	286	b2:	287	h1:	282	h2:	282
[9]:	b1:	283	b2:	285	h1:	283	h2:	282
[10]:	b1:	284	b2:	286	h1:	283	h2:	283
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	285	b2:	284	h1:	284	h2:	285
[13]:	b1:	286	b2:	285	h1:	283	h2:	283
passiivipää:	b:	281			h:	283		

Pilari JP02

Pituus:	L1:	9995	L2:	9994				
tunkkipää:	b:	282			h:	283		
[1]:	b1:	283	b2:	284	h1:	283	h2:	284
[2]:	b1:	285	b2:	287	h1:	286	h2:	286
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	286	b2:	287	h1:	288	h2:	287
[5]:	b1:	287	b2:	287	h1:	287	h2:	286
[6]:	b1:	285	b2:	285	h1:	286	h2:	285
[7]:	b1:	285	b2:	285	h1:	284	h2:	284
[8]:	b1:	288	b2:	287	h1:	282	h2:	282
[9]:	b1:	285	b2:	287	h1:	282	h2:	281
[10]:	b1:	285	b2:	286	h1:	282	h2:	282
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	287	b2:	286	h1:	284	h2:	286
[13]:	b1:	286	b2:	287	h1:	285	h2:	284
passiivipää:	b:	280			h:	280		

Pilari JP03

Pituus:	L1:	9994	L2:	9996				
tunkkipää:	b:	284			h:	282		
[1]:	b1:	284	b2:	285	h1:	282	h2:	283
[2]:	b1:	283	b2:	285	h1:	283	h2:	285
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	286	b2:	286	h1:	287	h2:	284
[5]:	b1:	286	b2:	286	h1:	284	h2:	284
[6]:	b1:	287	b2:	286	h1:	282	h2:	283
[7]:	b1:	286	b2:	286	h1:	282	h2:	281
[8]:	b1:	289	b2:	287	h1:	281	h2:	287
[9]:	b1:	286	b2:	286	h1:	280	h2:	280
[10]:	b1:	286	b2:	285	h1:	281	h2:	281
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	285	b2:	285	h1:	283	h2:	285
[13]:	b1:	285	b2:	287	h1:	285	h2:	284
passiivipää:	b:	285			h:	285		

Pilari JP04

Pituus:	L1:	9996	L2:	9995				
tunkkipää:	b:	280			h:	283		
[1]:	b1:	281	b2:	284	h1:	282	h2:	283
[2]:	b1:	286	b2:	284	h1:	283	h2:	284
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	284	b2:	284	h1:	287	h2:	285
[5]:	b1:	286	b2:	286	h1:	286	h2:	284
[6]:	b1:	285	b2:	286	h1:	285	h2:	284
[7]:	b1:	283	b2:	283	h1:	283	h2:	282
[8]:	b1:	287	b2:	287	h1:	282	h2:	281
[9]:	b1:	284	b2:	287	h1:	283	h2:	282
[10]:	b1:	284	b2:	286	h1:	283	h2:	283
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	285	b2:	286	h1:	285	h2:	285
[13]:	b1:	286	b2:	286	h1:	284	h2:	283
passiivipää:	b:	280			h:	285		

Pilari JP05

Pituus:	L1:	9995	L2:	9995				
tunkkipää:	b:	280			h:	284		
[1]:	b1:	282	b2:	282	h1:	284	h2:	284
[2]:	b1:	286	b2:	286	h1:	284	h2:	285
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	285	b2:	287	h1:	285	h2:	285
[5]:	b1:	285	b2:	286	h1:	285	h2:	284
[6]:	b1:	286	b2:	284	h1:	285	h2:	284
juotos [7]:	b1:	285	b2:	283	h1:	285	h2:	284
juotos [7]:	b1:	285	b2:	281	h1:	283	h2:	284
[8]:	b1:	285	b2:	285	h1:	282	h2:	282
[9]:	b1:	286	b2:	286	h1:	282	h2:	281
[10]:	b1:	283	b2:	286	h1:	283	h2:	282
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	287	b2:	287	h1:	285	h2:	285
[13]:	b1:	283	b2:	283	h1:	283	h2:	283
passiivipää:	b:	281			h:	282		

Pilari JP06

Pituus:	L1:	9996	L2:	9996				
tunkkipää:	b:	278			h:	282		
[1]:	b1:	280	b2:	282	h1:	283	h2:	284
[2]:	b1:	283	b2:	286	h1:	284	h2:	285
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	285	b2:	287	h1:	288	h2:	285
[5]:	b1:	285	b2:	287	h1:	287	h2:	285
[6]:	b1:	284	b2:	285	h1:	285	h2:	286
juotos [7]:	b1:	285	b2:	288	h1:	285	h2:	290
juotos [7]:	b1:	285	b2:	285	h1:	286	h2:	287
[8]:	b1:	285	b2:	285	h1:	283	h2:	282
[9]:	b1:	285	b2:	287	h1:	283	h2:	281
[10]:	b1:	283	b2:	286	h1:	283	h2:	283
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	283	b2:	285	h1:	284	h2:	284
[13]:	b1:	278	b2:	282	h1:	284	h2:	284
passiivipää:	b:	277			h:	284		

Pilari JP07

Pituus:	L1:	9996	L2:	9996				
tunkkipää:	b:	276			h:	285		
[1]:	b1:	284	b2:	284	h1:	285	h2:	284
[2]:	b1:	286	b2:	287	h1:	285	h2:	284
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	283	b2:	285	h1:	287	h2:	286
[5]:	b1:	281	b2:	283	h1:	286	h2:	286
[6]:	b1:	282	b2:	281	h1:	287	h2:	285
juotos [7]:	b1:	283	b2:	285	h1:	285	h2:	285
juotos [7]:	b1:	282	b2:	285	h1:	283	h2:	284
[8]:	b1:	285	b2:	285	h1:	282	h2:	282
[9]:	b1:	283	b2:	284	h1:	284	h2:	282
[10]:	b1:	284	b2:	285	h1:	283	h2:	283
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	285	b2:	285	h1:	285	h2:	285
[13]:	b1:	284	b2:	286	h1:	284	h2:	284
passiivipää:	b:	281			h:	284		

Pilari JP08

Pituus:	L1:	9995	L2:	9994				
tunkkipää:	b:	280			h:	283		
[1]:	b1:	283	b2:	283	h1:	282	h2:	284
[2]:	b1:	284	b2:	283	h1:	282	h2:	284
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	285	b2:	286	h1:	285	h2:	283
[5]:	b1:	284	b2:	283	h1:	285	h2:	284
[6]:	b1:	283	b2:	285	h1:	285	h2:	285
juotos [7]:	b1:	288	b2:	286	h1:	289	h2:	285
juotos [7]:	b1:	290	b2:	285	h1:	289	h2:	287
[8]:	b1:	285	b2:	285	h1:	283	h2:	283
[9]:	b1:	284	b2:	286	h1:	283	h2:	282
[10]:	b1:	284	b2:	286	h1:	282	h2:	285
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	285	b2:	285	h1:	283	h2:	283
[13]:	b1:	286	b2:	286	h1:	284	h2:	283
passiivipää:	b:	283			h:	282		

Pilari P01

Pituus:	L1:	10000	L2:	10002				
tunkkipää:	b:	283			h:	279		
[1]:	b1:	280	b2:	282	h1:	280	h2:	281
[2]:	b1:	279	b2:	280	h1:	280	h2:	282
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	278	b2:	275	h1:	278	h2:	279
[5]:	b1:	275	b2:	277	h1:	278	h2:	278
[6]:	b1:	277	b2:	275	h1:	279	h2:	278
[7]:	b1:	275	b2:	277	h1:	278	h2:	279
[8]:	b1:	274	b2:	277	h1:	280	h2:	278
[9]:	b1:	275	b2:	279	h1:	280	h2:	278
[10]:	b1:	276	b2:	278	h1:	278	h2:	277
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	276	b2:	280	h1:	278	h2:	279
[13]:	b1:	277	b2:	278	h1:	281	h2:	281
passiivipää:	b:	278			h:	282		

Pilari P02

Pituus:	L1:	9999	L2:	9999				
tunkkipää:	b:	284			h:	280		
[1]:	b1:	282	b2:	283	h1:	280	h2:	281
[2]:	b1:	281	b2:	279	h1:	279	h2:	282
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	278	b2:	276	h1:	279	h2:	280
[5]:	b1:	276	b2:	277	h1:	280	h2:	278
[6]:	b1:	276	b2:	276	h1:	279	h2:	279
[7]:	b1:	275	b2:	274	h1:	279	h2:	279
[8]:	b1:	274	b2:	278	h1:	279	h2:	278
[9]:	b1:	277	b2:	279	h1:	280	h2:	279
[10]:	b1:	277	b2:	279	h1:	279	h2:	277
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	281	b2:	280	h1:	278	h2:	278
[13]:	b1:	282	b2:	280	h1:	281	h2:	281
passiivipää:	b:	280			h:	282		

Pilari P03

Pituus:	L1:	10000	L2:	9996				
tunkkipää:	b:	280			h:	282		
[1]:	b1:	277	b2:	282	h1:	280	h2:	280
[2]:	b1:	280	b2:	280	h1:	280	h2:	280
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	280	b2:	278	h1:	280	h2:	277
[5]:	b1:	277	b2:	276	h1:	279	h2:	282
[6]:	b1:	277	b2:	276	h1:	280	h2:	279
[7]:	b1:	277	b2:	277	h1:	279	h2:	279
[8]:	b1:	274	b2:	278	h1:	279	h2:	278
[9]:	b1:	278	b2:	279	h1:	280	h2:	280
[10]:	b1:	278	b2:	279	h1:	278	h2:	280
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	282	b2:	280	h1:	279	h2:	278
[13]:	b1:	282	b2:	282	h1:	280	h2:	281
passiivipää:	b:	281			h:	280		

Pilari P04

Pituus:	L1:	10001	L2:	9996				
tunkkipää:	b:	282			h:	280		
[1]:	b1:	280	b2:	281	h1:	280	h2:	281
[2]:	b1:	281	b2:	280	h1:	279	h2:	281
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	280	b2:	279	h1:	278	h2:	281
[5]:	b1:	278	b2:	276	h1:	278	h2:	279
[6]:	b1:	276	b2:	275	h1:	278	h2:	279
[7]:	b1:	276	b2:	273	h1:	278	h2:	280
[8]:	b1:	274	b2:	276	h1:	279	h2:	279
[9]:	b1:	276	b2:	279	h1:	279	h2:	279
[10]:	b1:	278	b2:	277	h1:	278	h2:	279
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	281	b2:	279	h1:	277	h2:	279
[13]:	b1:	282	b2:	281	h1:	280	h2:	281
passiivipää:	b:	280			h:	282		

Pilari P05

Pituus:	L1:	10002	L2:	10000				
tunkkipää:	b:	282			h:	280		
[1]:	b1:	280	b2:	281	h1:	280	h2:	278
[2]:	b1:	279	b2:	280	h1:	279	h2:	279
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	283	b2:	280	h1:	280	h2:	280
[5]:	b1:	282	b2:	278	h1:	281	h2:	281
[6]:	b1:	283	b2:	280	h1:	281	h2:	281
juotos [7]:	b1:	284	b2:	282	h1:	278	h2:	282
juotos [7]:	b1:	283	b2:	281	h1:	280	h2:	285
[8]:	b1:	282	b2:	281	h1:	281	h2:	279
[9]:	b1:	280	b2:	282	h1:	280	h2:	278
[10]:	b1:	280	b2:	283	h1:	280	h2:	278
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	280	b2:	277	h1:	279	h2:	276
[13]:	b1:	281	b2:	280	h1:	280	h2:	279
passiivipää:	b:	280			h:	280		

Pilari P06

Pituus:	L1:	9998	L2:	10000				
tunkkipää:	b:	285			h:	280		
[1]:	b1:	278	b2:	281	h1:	280	h2:	278
[2]:	b1:	278	b2:	280	h1:	278	h2:	278
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	284	b2:	280	h1:	278	h2:	278
[5]:	b1:	284	b2:	279	h1:	280	h2:	278
[6]:	b1:	284	b2:	281	h1:	281	h2:	279
juotos [7]:	b1:	285	b2:	283	h1:	283	h2:	286
juotos [7]:	b1:	285	b2:	283	h1:	283	h2:	284
[8]:	b1:	286	b2:	285	h1:	281	h2:	280
[9]:	b1:	281	b2:	283	h1:	280	h2:	280
[10]:	b1:	281	b2:	283	h1:	281	h2:	278
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	280	b2:	278	h1:	281	h2:	278
[13]:	b1:	281	b2:	280	h1:	281	h2:	280
passiivipää:	b:	281			h:	280		

Pilari P07

Pituus:	L1:	10003	L2:	10001				
tunkkipää:	b:	278			h:	280		
[1]:	b1:	276	b2:	281	h1:	280	h2:	278
[2]:	b1:	280	b2:	277	h1:	279	h2:	277
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	284	b2:	282	h1:	279	h2:	278
[5]:	b1:	283	b2:	280	h1:	280	h2:	280
[6]:	b1:	284	b2:	281	h1:	282	h2:	281
juotos [7]:	b1:	283	b2:	284	h1:	285	h2:	286
juotos [7]:	b1:	282	b2:	283	h1:	277	h2:	285
[8]:	b1:	283	b2:	280	h1:	281	h2:	280
[9]:	b1:	281	b2:	282	h1:	281	h2:	279
[10]:	b1:	281	b2:	283	h1:	280	h2:	278
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	282	b2:	278	h1:	280	h2:	278
[13]:	b1:	281	b2:	279	h1:	281	h2:	279
passiivipää:	b:	281			h:	280		

Pilari P08

Pituus:	L1:	10002	L2:	10003				
tunkkipää:	b:	280			h:	280		
[1]:	b1:	277	b2:	279	h1:	280	h2:	277
[2]:	b1:	278	b2:	278	h1:	278	h2:	276
[3]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[4]:	b1:	281	b2:	279	h1:	279	h2:	278
[5]:	b1:	284	b2:	280	h1:	280	h2:	279
[6]:	b1:	281	b2:	280	h1:	280	h2:	280
juotos [7]:	b1:	285	b2:	284	h1:	286	h2:	283
juotos [7]:	b1:	285	b2:	283	h1:	285	h2:	287
[8]:	b1:	282	b2:	279	h1:	279	h2:	278
[9]:	b1:	280	b2:	282	h1:	280	h2:	279
[10]:	b1:	279	b2:	284	h1:	280	h2:	279
[11]:	b1:	-	b2:	-	h1:	-	h2:	-
[12]:	b1:	282	b2:	277	h1:	279	h2:	277
[13]:	b1:	283	b2:	282	h1:	281	h2:	279
passiivipää:	b:	283			h:	280		

Pilarien mitat sahatusta poikkileikkauksesta

Poikkileikkauksen raudoituksen sijainnit alapinnasta mitattuna.

Mittaus on tehty paljastuneen teräspoikkileikkauksen ylä- ja alareunaan

"keskipiste" on näiden mittojen keskiarvo.

Hakasulkeissa oleva numero on mittauspiste, josta mitat on otettu.

JP01_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	39	41	37	226	230	230
	51	54	50	239	242	243
keskipiste	45	48	44	233	236	237

JP02_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	45	42	40	228	232	234
	57	54	54	240	244	247
keskipiste	51	48	47	234	238	241

JP03_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	43	43	39	228	232	234
	56	55	54	240	244	249
keskipiste	50	49	47	234	238	242

JP04_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	44	43	39	230	231	235
	56	56	54	242	244	247
keskipiste	50	50	47	236	238	241

JP05_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	43	43	39	229	232	232
	56	55	52	242	244	245
keskipiste	50	49	46	236	238	239

JP05_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	40	36	226	227	229
	53	53	49	238	240	243
keskipiste	47	47	43	232	234	236

JP06_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	48	46	42	234	235	236
	61	58	59	246	248	252
keskipiste	55	52	51	240	242	244

JP06_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	42	42	39	229	230	230
	55	54	52	241	242	246
keskipiste	49	48	46	235	236	238

JP07_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	44	45	42	230	232	232
	57	57	57	242	245	248
keskipiste	51	51	50	236	239	240

JP07_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	42	42	39	227	234	232
	55	55	54	240	246	246
keskipiste	49	49	47	234	240	239

JP08_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	42	44	39	229	228	233
	54	56	52	241	241	247
keskipiste	48	50	46	235	235	240

JP08_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	42	38	227	228	230
	54	54	51	239	241	243
keskipiste	48	48	45	233	235	237

P01_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	38	37	35	212	215	229
	64	64	49	237	241	243
keskipiste	51	51	42	225	228	236

P02_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	40	40	37	215	213	228
	66	67	52	240	240	242
keskipiste	53	54	45	228	227	235

P03_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	38	34	216	212	230
	67	64	49	242	238	244
keskipiste	54	51	42	229	225	237

P04_[7]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	39	39	37	210	215	228
	64	65	52	237	240	243
keskipiste	52	52	45	224	228	236

P05_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	40	40	38	215	217	230
	67	68	52	242	244	244
keskipiste	54	54	45	229	231	237

P05_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	36	36	214	212	227
	68	64	50	239	237	242
keskipiste	55	50	43	227	225	235

P06_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	43	39	37	213	216	230
	68	64	52	240	242	244
keskipiste	56	52	45	227	229	237

P06_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	42	36	36	215	212	230
	67	62	50	240	239	245
keskipiste	55	49	43	228	226	238

P07_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	41	38	215	217	234
	67	68	52	242	245	249
keskipiste	54	55	45	229	231	242

P07_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	41	37	36	216	213	227
	68	63	50	241	237	245
keskipiste	55	50	43	229	225	236

P08_[4]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	40	38	35	215	215	230
	65	65	50	240	240	245
keskipiste	53	52	43	228	228	238

P08_[10]	AP1	AP2	AP_sauva	YP1	YP2	YP_sauva
	38	39	35	213	215	228
	63	65	50	237	241	245
keskipiste	51	52	43	225	228	237

Pilarien alkutaipumat

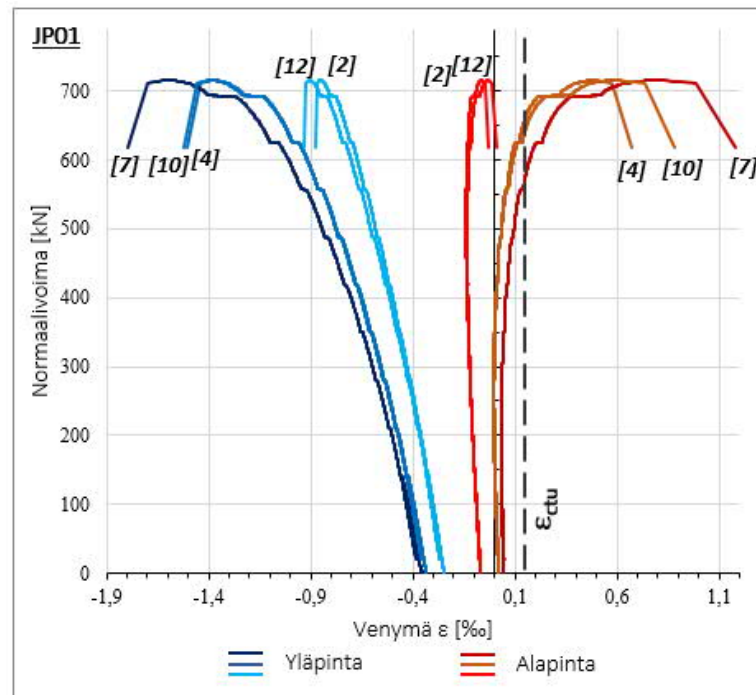
Taulukko K1. Pilarien omasta painosta aiheutuvat alkutaipumat eri mittauspisteissä pilarin yläpintaan mitattuna.

[illegible]

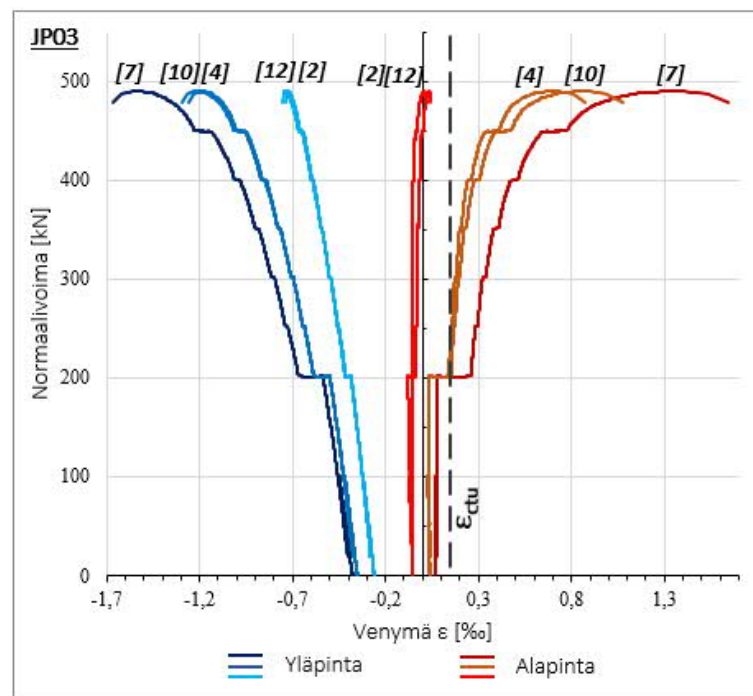
Taulukko K2. Pilarien omasta painosta aiheutuvat alkutaipumat eri mittauspisteissä pilarin keskilinjaan mitattuna.

[illegible]

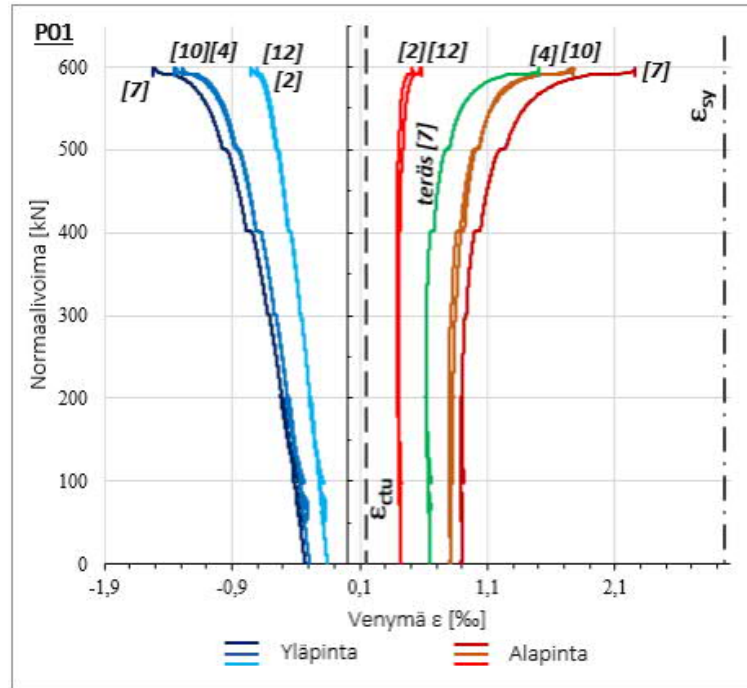
Pilarien venymädiagrammit



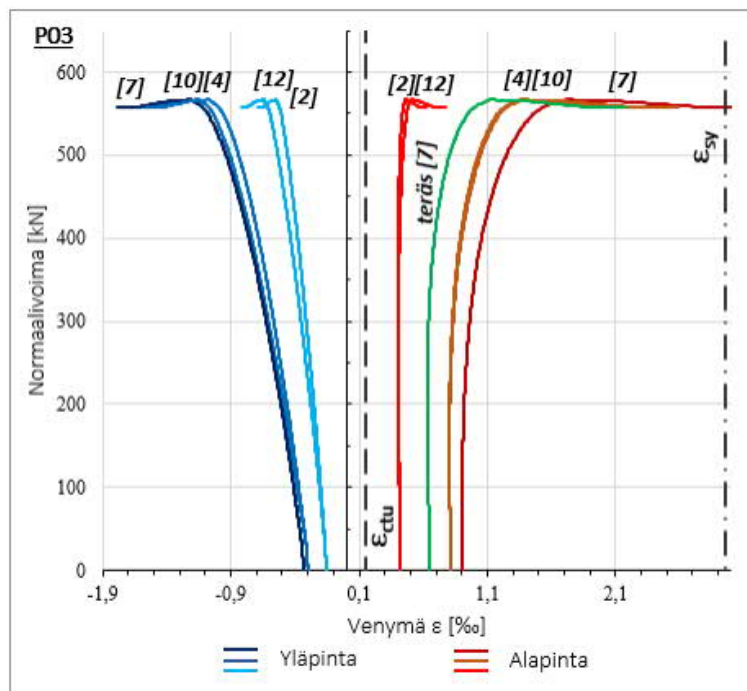
Kuva L1. Esijännitetyn pilarin JP01 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä $\epsilon_{ctu}=0,15$.



Kuva L2. Esijännitetyn pilarin JP03 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 2. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä $\epsilon_{ctu}=0,15$.

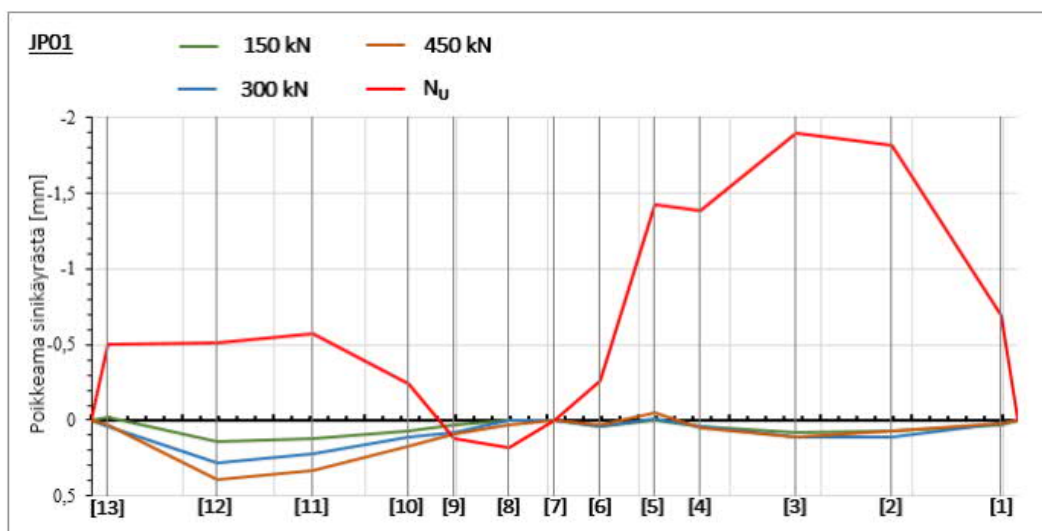


Kuva L3. Teräsbetoni pilarin P01 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä ϵ_{ctu} . Vihreä käyrä kuvaa pilarin alapinnan teräksen venymää mittauspisteessä 7. Pystysuora piste-katkoviiva on teräksen myötöä vastaava venymä ϵ_{sy} .

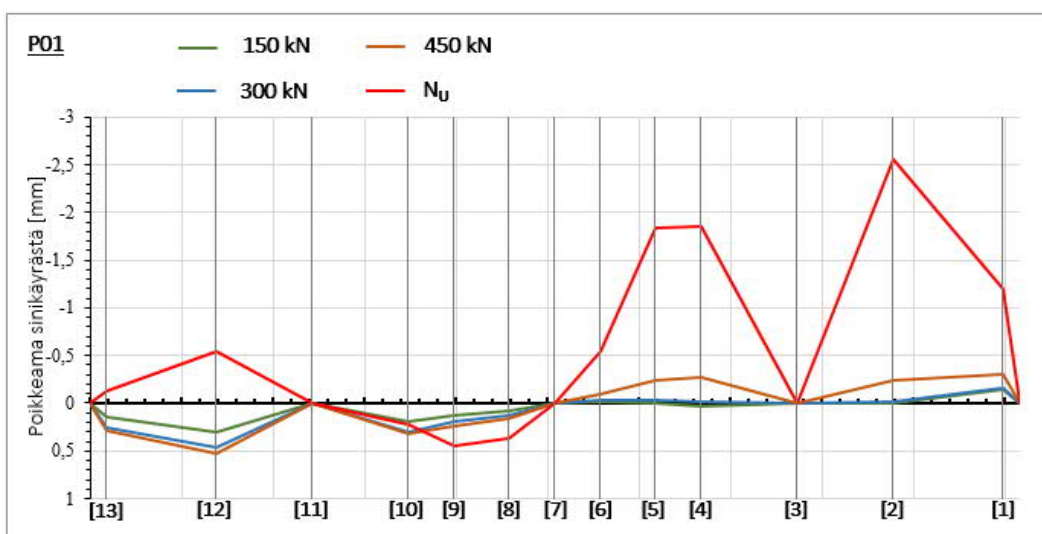


Kuva L4. Teräsbetoni pilarin P03 venymien kehittyminen kuormitettaessa pilaria kuormitustavalla 1. Hakasuluissa oleva numero on mittauspiste, jonka tuloksista käyrä on saatu. Pystysuora katkoviiva on betonin vetomurtoa vastaava venymä ϵ_{ctu} . Vihreä käyrä kuvaa pilarin alapinnan teräksen venymää mittauspisteessä 7. Pystysuora piste-katkoviiva on teräksen myötöä vastaava venymä ϵ_{sy} .

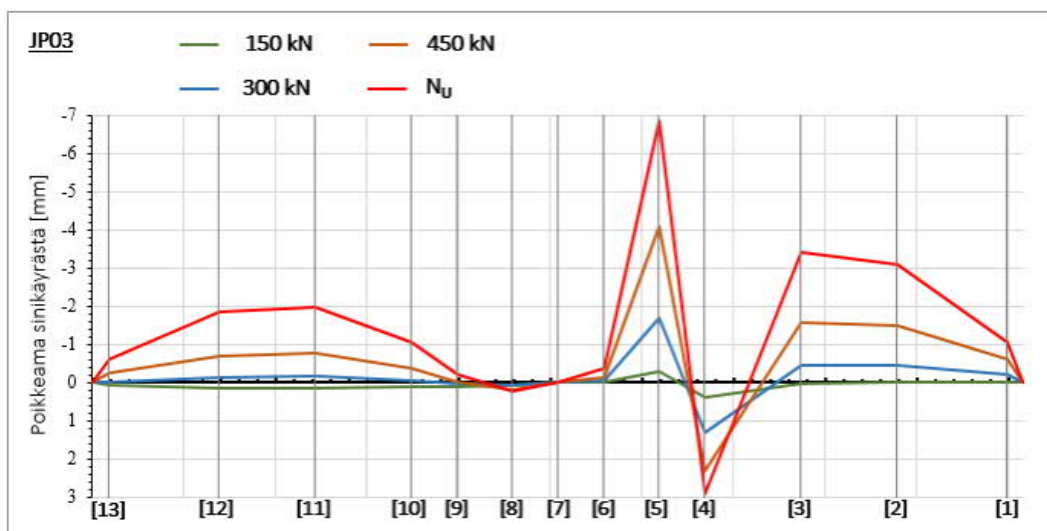
Pilarien taipuman poikkeamat sinikäyrän muodosta



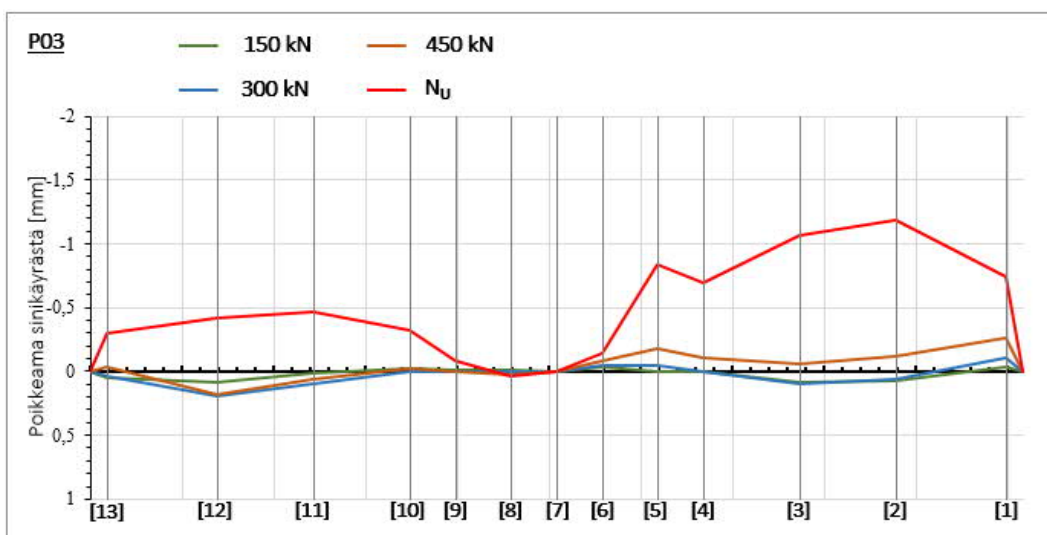
Kuva M1. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP01 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.



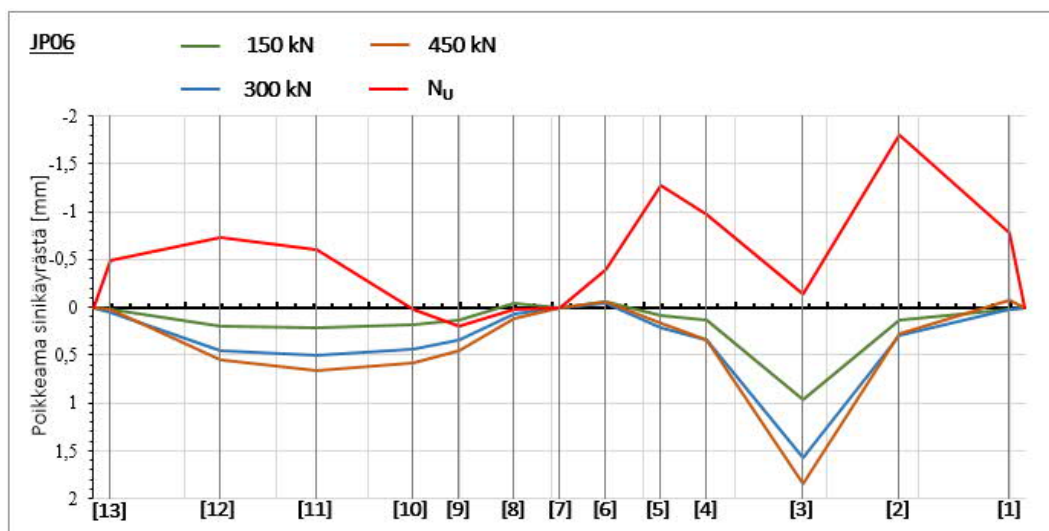
Kuva M2. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P01 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.



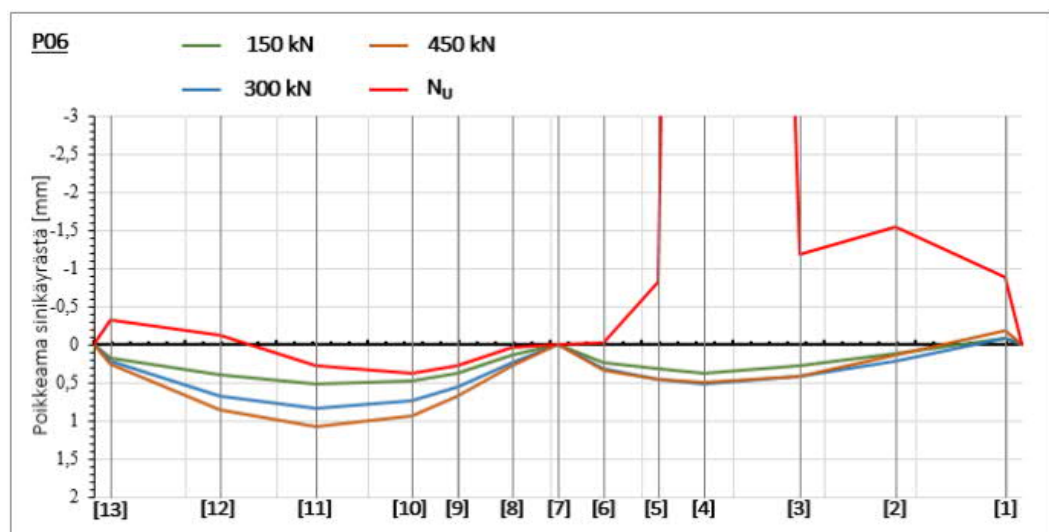
Kuva M3. Yksimittaisen esijännitetyn pilarin JP03 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.



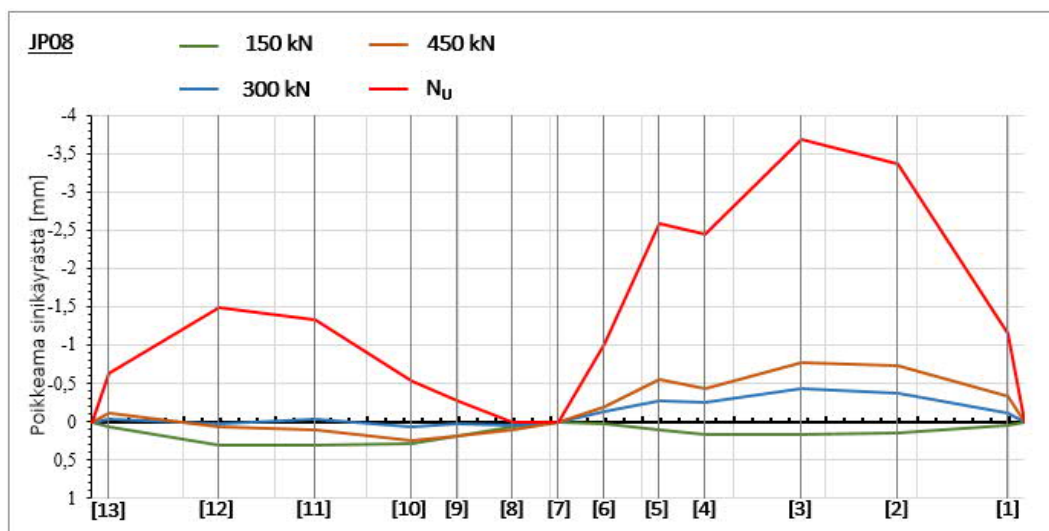
Kuva M4. Yksimittaisen teräsbetonipilarin P03 mitattujen taipumien poikkeamat sinikäyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.



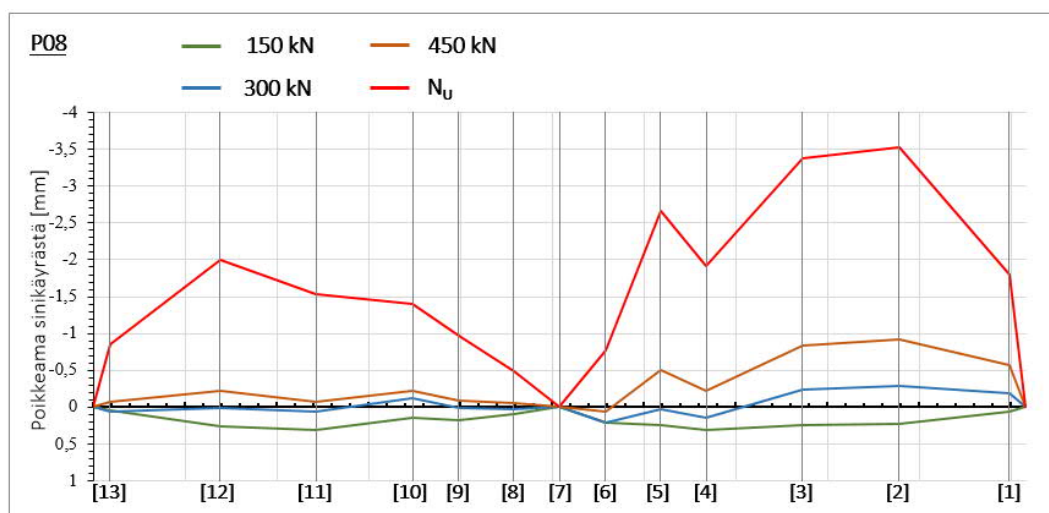
Kuva M5. Jatketun esijännitetyn pilarin JP06 mitattujen taipumien poikkeamat sini-käyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.



Kuva M6. Jatketun teräsbetonipilarin P06 mitattujen taipumien poikkeamat sini-käyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 1.

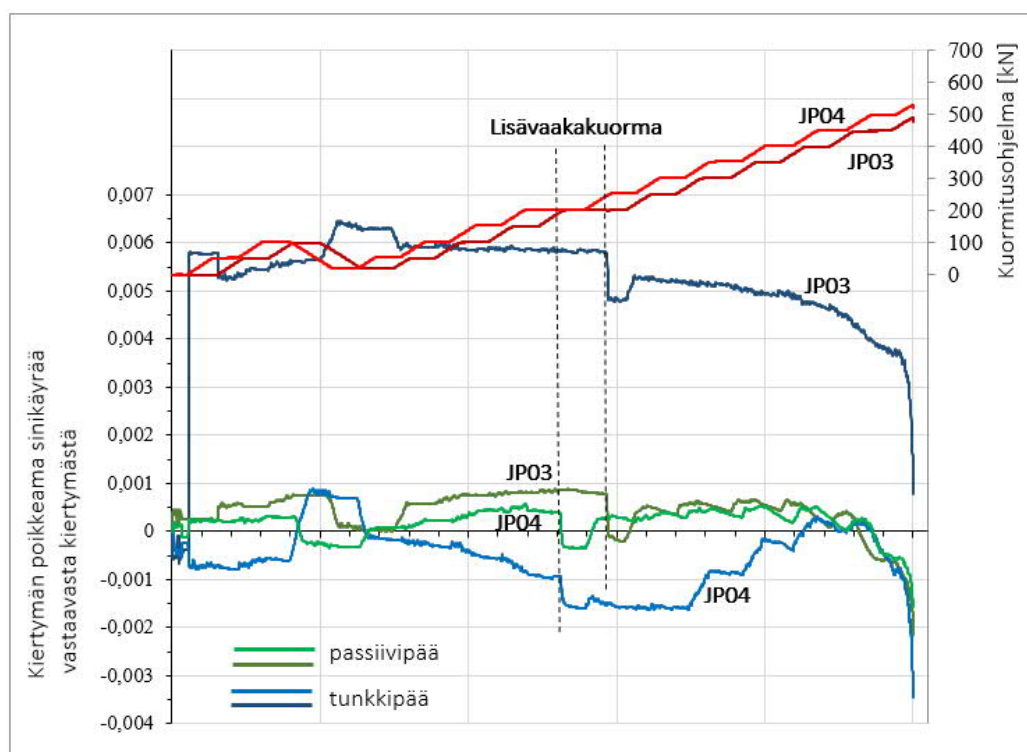


Kuva M7. Jatketun esijännitetyn pilarin JP08 mitattujen taipumien poikkeamat sini-käyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

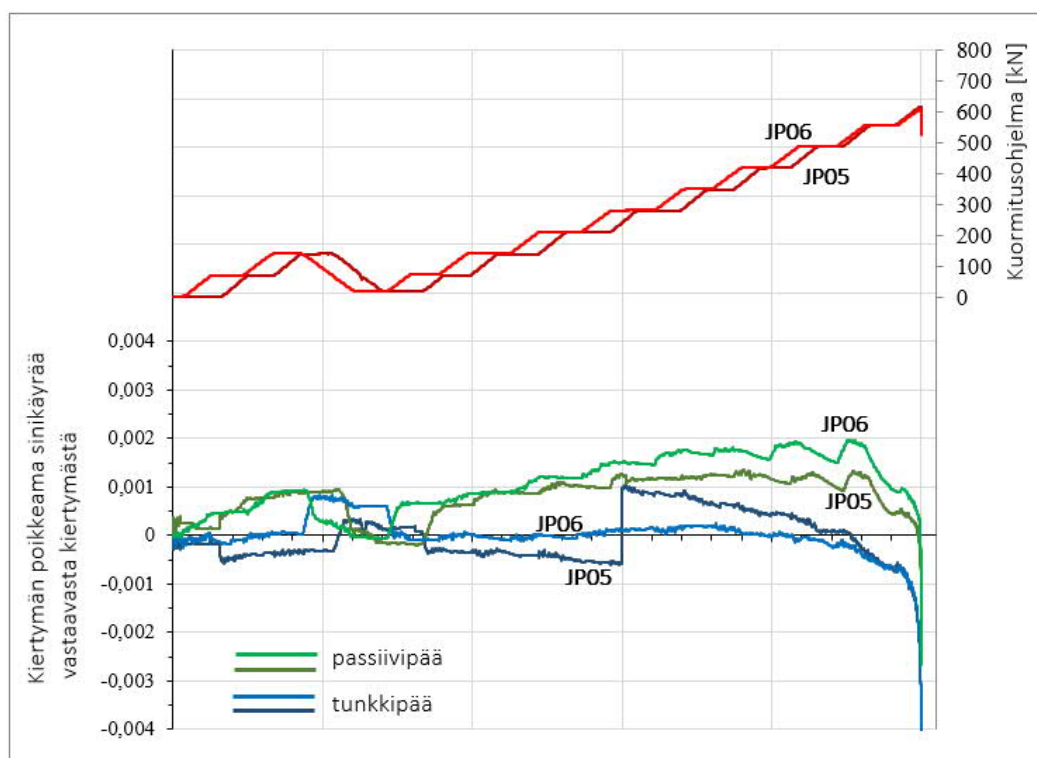


Kuva M8. Jatketun teräsbetonipilarin P08 mitattujen taipumien poikkeamat sini-käyrästä eri kuormitustasoilla kuormitettaessa kuormitustavalla 2.

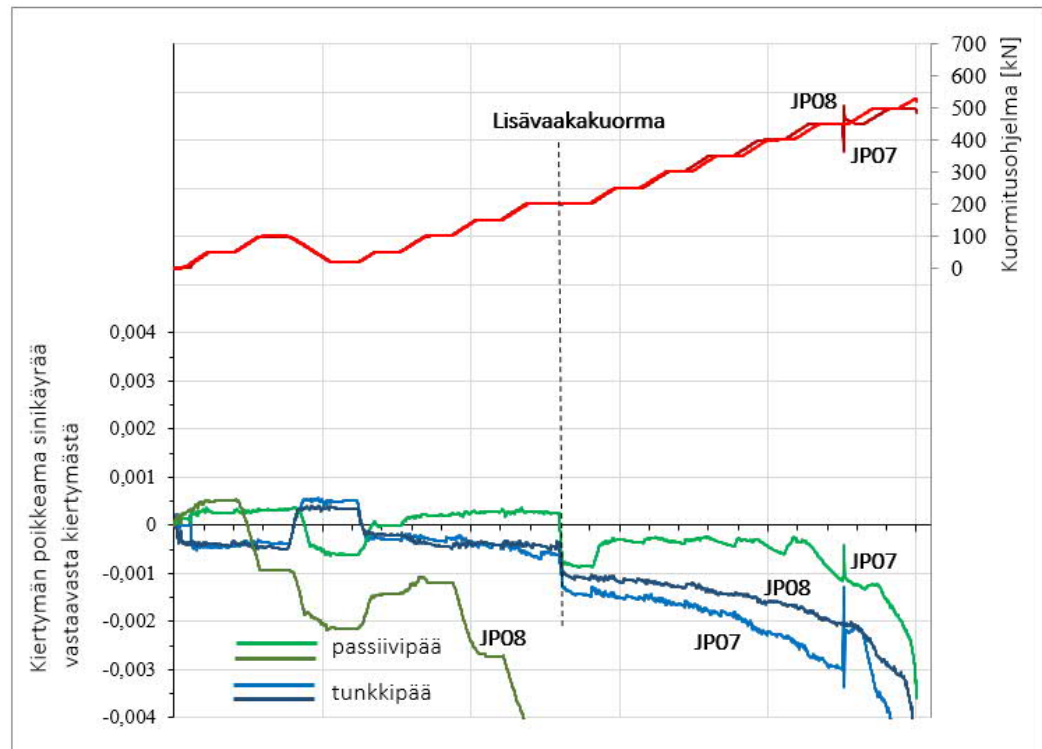
Pilarien päiden kiertymän poikkeama sinikäyrästä



Kuva N1. Yksimittaisten esijännitettyjen pilarien JP03 ja JP04 päiden kiertymän kehittyminen verrattuna sinikäyrän mukaiseen kiertymään kuormitustavalla 2.



Kuva N2. Jatsettujen esijännitettyjen pilarien JP05 ja JP06 päiden kiertymän kehittyminen verrattuna sinikäyrän mukaiseen kiertymään kuormitustavalla 1.



Kuva N3. Jatsettujen esijännitettyjen pilarien JP07 ja JP08 päiden kiertymän kehittyminen verrattuna sinikäyrän mukaiseen kiertymään kuormitustavalla 2.